

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

Editores

**Alex H. Barbat
Roberto Aguiar**

Revista internacional de

Ingeniería de estructuras

EDITORES

Alex H. Barbat

ETS Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Campus Norte UPC, 08034 Barcelona, España
e-mail barbat@etseccpb.upc.es

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador
e-mail raguier@sun5.espe.edu.ec

COMITÉ ASESOR INTERNACIONAL

D. Andrade Játiva

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

J. R. Casas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales
y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Inaudi

E.E.R.C., University of
California at Berkeley
CA 94804, U.S.A. y
ARCH Ingeniería
Cordoba, Argentina

M. N. Pavlović

Department of Civil Engineering
Imperial College
London, SW7 2BU, U.K.

G. Ayala

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

R. Danesi

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional
de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

O. López

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

J. Rodellar

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales
y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n

L. M. Bozzo

CISMID
Universidad Nacional
de Ingeniería
28 Lima, Perú

J. C. De la Llera

Dpto. de Ingeniería Estructural
Univ. Católica de Chile
Vicuña Mackenna 4860
Casilla 306, Correo 22
Santiago, Chile

B. Luccioni

Laboratorio de Estructuras
Universidad Nacional
de Tucumán
Av. Independencia 1800
4000 Tucumán, Argentina

S. E. Ruiz Gómez

Instituto de Ingeniería UNAM
Ciudad Universitaria, Aptdo. 70472
Coyoacan
04510 México D.F., México

J. A. Canas

E.T.S. Ing. de Caminos, Canales,
y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
C/Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

J. Grases

Dpto. de Ingeniería
Facultad de Ingeniería
UCV-Los Chaguaranos
Caracas, Venezuela

R. Meli

Centro Nacional de
Prevención de Desastres
Ciudad Universitaria
Coyoacan
04510 México D.F., México

A. Segovia Gallegos

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Politécnica del Ejército
Valle de los Chillos, Ecuador

O. D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Aptdo. 4976
Bogotá, Colombia

J. E. Hurtado

Facultad de Ingeniería
Universidad Nacional
de Colombia, Aptdo. 127
Manizales, Colombia

S. Oller

E.T.S. Ing. de Caminos,
Canales y Puertos
Universidad Politécnica de
Cataluña, Grán Capitan s/n
08034 Barcelona, España

Sumario

Volumen 4, número 2, 1999 y Volumen 5, número 1, 2000

Análisis y evaluación de las cargas vivas vehiculares en México y sus efectos en puentes <i>L. E. Fernández y A. Gustavo Ayala</i>	1
El terremoto de Kocaeli, Turquía, de 17 de agosto de 1999 <i>O. D. Cardona y A. H. Barbat</i>	23
Modelación de la atenuación espacial de la energía sísmica por medio de redes neuronales <i>J. E. Hurtado y M. Builes</i>	49
Zonificación y espectros elásticos para diseño sísmico en países bolivarianos <i>R. Aguiar Falconí</i>	61
Diseño sismorresistentes de edificios con paneles prefabricados de hormigón armado <i>F. J. Crisafulli, J. I. Restrepo y R. Park</i>	87

Análisis y evaluación de las cargas vivas vehiculares en México y sus efectos en puentes

Luis E. Fernández y A. Gustavo Ayala

Instituto de Ingeniería, UNAM

Apdo. 70-642, Cd. Universitaria, Coyoacán

México, D.F. 04510

RESUMEN

En este artículo se estudia el problema de cargas vivas vehiculares en puentes en México. Se discuten los modelos de carga de diseño que han sido utilizados en México y los conceptos de impacto y flujo vehicular. Para conocer y entender las solicitaciones que soporta la infraestructura mexicana de puentes se realiza el análisis estadístico de los pesos totales y distancias características de los principales vehículos de autotransporte provenientes del aforo realizado por el IMT. Se estudian dos situaciones extremas: vehículos en movimiento (con efecto de impacto) y vehículos sin movimiento (sin impacto). Adicionalmente, se evalúa el efecto de los vehículos cargados con características representativas y los vehículos de diseño. Se concluye que las grandes solicitaciones actuales no pueden representarse con los modelos de carga más usados y que esta conclusión puede hacerse extensiva a cualquier país que use normas de diseño ajenas a sus condiciones locales.

ABSTRACT

In this paper the problem of vehicular live vehicular loads on bridges in Mexico is studied. Design load models which have been used in Mexico are discussed as are also impact and vehicular flow concepts. To find out and understand the demand to which Mexican bridges are subjected, a statistical analysis of the total weight and the characteristic distances of heavy vehicles is carried out using data provided by the IMT. Two extreme situations are studied: vehicles in motion (with impact effect) and vehicles at rest (without impact). Additionally, vehicles with typical characteristics and design vehicles are evaluated. It is concluded that the current large demands cannot be represented by load models commonly used. This conclusion may be applicable to any country that do not take into consideration local conditions.

1 INTRODUCCION

Los vehículos que conforman el transporte carretero han evolucionado significativamente a lo largo de este siglo, presentando características particulares en cada país, resultado su reglamentación de los pesos y dimensiones de los vehículos de carga, la efectividad de su sistema de control en el cumplimiento de las normas y sus necesidades para el transporte local. Desafortunadamente, no todos los países poseen información actual y confiable sobre las características del tránsito y de los vehículos que circulan por sus redes de caminos. Esta información es indispensable para la formulación de un modelo de cargas para puentes que refleje las solicitudes reales a las que estará sometido este tipo de estructuras durante su vida útil. Por lo que, aun cuando se pueda importar la mayor parte de un código de diseño estructural de un país a otro, el modelo de carga de diseño para puentes debe ser definido de manera particular en cada país.

En México, al igual que en otros países en desarrollo, no se tiene un código propio para el diseño estructural de puentes y se han utilizado, para este propósito, las normas estadounidenses AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). En consecuencia, los puentes mexicanos se han diseñado con los criterios de análisis y diseño, así como con los modelos de carga viva propuestos por estas normas. El modelo de carga de la AASHTO apareció en la edición de 1944 y continua sin modificaciones hasta su última edición (1996). Desde entonces, el tamaño y la capacidad de carga de los vehículos han evolucionado, existiendo incrementos significativos en sus pesos totales que, en general, han sido diferentes entre México y Estados Unidos.

Como resultado de la evolución de los vehículos de carga en México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) publicó un reglamento de pesos y dimensiones, en el cual se establecieron nuevos pesos y dimensiones permisibles con los que los vehículos de autotransporte pueden transitar en los caminos y puentes de jurisdicción federal (SCT, 1980). Con base en estas normas se han publicado hasta la fecha varias modificaciones a las mismas, entre las que resaltan el Proyecto de Norma Mexicana NOM-12-SCT-2-1995 (SCT, 1995) y sus modificaciones de 1997 (SCT, 1997). En la norma de 1980 se definieron los vehículos *T3-S3* y *T3-S2-R4* (apéndice A) como los más pesados; estos vehículos han sido adoptados, sin ningún estudio base, como cargas de diseño por la SCT (Galindo, 1998), sin embargo, no existe ningún reglamento donde se definan dichas cargas como cargas vivas de diseño de puentes.

A partir de 1991, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) comenzó a realizar aforos de pesos y dimensiones de los vehículos de carga que circulan por la red mexicana de carreteras. En estos estudios se observó que un porcentaje significativo de los vehículos de autotransporte exceden el peso reglamentario. La falta de un reglamento de diseño de puentes en México y la disponibilidad de los datos anteriores motivaron la realización de la presente investigación, cuyo objetivo principal es el análisis y evaluación de las cargas vehiculares y sus efectos en los puentes mexicanos.

La falta de control en el cumplimiento de los pesos reglamentarios de los vehículos de autotransporte da lugar a solicitudes no contempladas por las cargas vivas de diseño actuales. Esta falta de control es evidente en el número significativo de vehículos sobrecargados que circulan en el sistema carretero mexicano. Opiniones dentro del sector transporte en México establecen que, con el Tratado de Libre Comercio de Norteamérica (IMT), el peso de los camiones mexicanos bajará debido a que en los Estados Unidos los pesos permisibles son menores y que los camiones mexicanos que deseen cruzar la frontera norte deberán cumplir las normas estadounidenses. Visto objetivamente, lo anterior no necesariamente se cumplirá en la totalidad de los vehículos de nuestro país, ya que sólo los transportes transnacionales lo cumplirán, mientras que el transporte interno seguirá, sin control, manejando las mismas cargas. Esta situación está llevando a la infraestructura carretera mexicana a situaciones de deterioro no contempladas en el diseño de puentes, al haberse usado cargas no representativas de la realidad de este país.

En este artículo se discute el problema de cargas vivas vehiculares en puentes y los modelos de diseño que han sido utilizados en México. Se discuten los conceptos de impacto y flujo vehicular, los cuales son fundamentales para el análisis de este problema. Se realiza el análisis estadístico de los pesos totales y distancias características de los principales vehículos de autotransporte, a partir del aforo realizado por el IMT. Se estudia el problema de cargas vivas vehiculares en puentes considerando dos situaciones extremas: vehículos en movimiento (incluyendo el efecto de impacto) y vehículos sin movimiento (sin impacto). Adicionalmente, se evalúan los vehículos cargados con características representativas y los vehículos de diseño. Los puentes son modelados como vigas simplemente apoyadas y se utilizan los momentos y cortantes máximos como parámetros de comparación en el análisis.

2 MODELOS DE CARGA VIVA EN REGLAMENTOS

Para poder realizar un análisis crítico del problema de cargas vivas vehiculares se requiere, primeramente, definir dos tipos de cargas vehiculares:

- Cargas permisibles. Son aquellas que la institución reguladora del transporte carretero establece como los máximos pesos que puede tener cierto vehículo al circular por los caminos de su responsabilidad.
- Cargas de diseño. Son aquellas que la institución reguladora de los puentes considera que refleja las solicitaciones a las que va estar sometido esta clase de estructuras durante su vida útil.

Estos dos tipos de cargas buscan dar solución a dos problemas completamente distintos, aunque relacionados entre sí. Una diferencia elemental es que las primeras corresponden a vehículos reales con características admisibles, mientras que las segundas pueden o no ser vehículos reales, por ejemplo los modelos de carga de la AASHTO (1996) no corresponden a vehículos reales sino a modelos representativos de las solicitaciones esperadas. Se mencionan estas diferencias ya que la SCT usa las cargas permisibles *T3-S3* y *T3-S2-R4* como cargas de diseño, lo cual, por lo anteriormente expuesto, no es la opción más adecuada desde el punto de vista conceptual.

Como se mencionó anteriormente, actualmente en México se utilizan las normas AASHTO como especificaciones de diseño de puentes con las cargas vehiculares que recomienda la SCT. Sin embargo, hay que diferenciar las normas AASHTO 1996, que han sido utilizadas en México regularmente, de las normas AASHTO LRFD. Las primeras manejan dos métodos de diseño: esfuerzos permisibles y factores de carga. Las segundas están basadas en el uso de factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés). Estas especificaciones presentan varios cambios en relación con las normas tradicionales, resaltando la utilización de factores de carga y de resistencia definidos a partir de resultados de estudios estadísticos de la variabilidad de las cargas y las resistencias y de la asignación de niveles de seguridad uniformes (Morcos y Grubb, 1995).

A continuación se describen los modelos de carga viva de las normas para puentes AASHTO 1996 y AASHTO LRFD 1998, las cargas recomendadas por el Comité de Cargas y Fuerzas en Puentes del Comité de Puentes de la División Estructural de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, 1981) y el Reglamento de Pesos y Dimensiones de la SCT. La información anterior es necesaria para evaluar el problema de cargas vivas vehiculares en México.

2.1 Normas AASHTO 1996

La primera carga de diseño empleada en México fue la *H-15*. Posteriormente, en 1956, se utilizaron las cargas *HS-15*, y a partir de 1972 se emplearon las cargas *HS-20* (Fossas, 1991); estos modelos de carga están especificadas en la parte 3.7, "Cargas del Camino" de la Sección 3 "Cargas", de las Normas para Puentes de la AASHTO (1996) y fueron por primera vez presentadas en su edición de 1944.

Las Normas AASHTO (1996) establecen que las cargas vivas que se deben aplicar sobre la calzada de un puente para fines de diseño consisten en las de un camión hipotético o una carga de carril (equivalente a un tren de camiones), definidas ambas para producir acciones máximas sobre un claro de un puente. Estas cargas se muestran en las figuras 1 y 2. En la figura 1, la carga *H* corresponde a un camión hipotético de dos ejes y la carga *HS* a un tractor de dos ejes con un semiremolque de uno. El número indica el peso bruto de un camión estándar en el caso de la carga *H*, y en el otro, representa el peso bruto del tractor, ambos expresados en toneladas. Utilizando la nomenclatura mexicana, definida en el apéndice A, el camión *H* equivale a un *C2*, mientras que el camión *HS* equivale a un *T2-S1*. Adicionalmente, las normas AASHTO proponen una carga militar compuesta por dos ejes, separados a cuatro pies, con 24,000 libras cada uno.

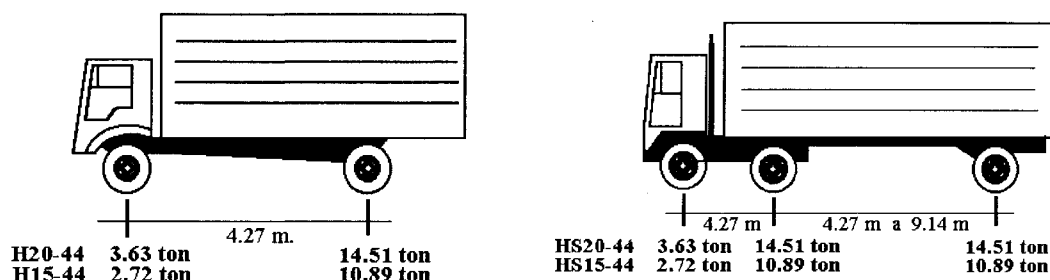


Figura 1. Camiones de diseño, AASHTO (1996)

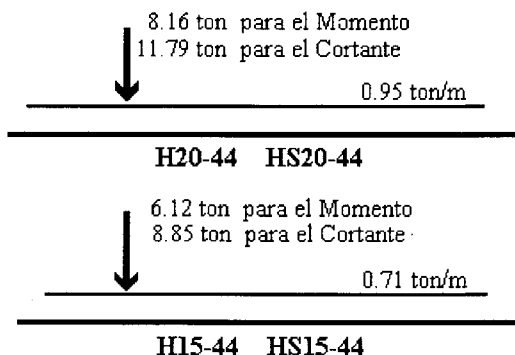


Figura 2. Carga de carril, AASHTO (1996)

2.2 Normas AASHTO LRFD 1998

En los Estados Unidos se ha observado que las cargas de diseño *HS-20*, la carga de línea y el camión militar, producen momentos y cortantes inferiores a los obtenidos por el tránsito actual. Se ha observado que al pasar los camiones más pesados sobre sus puentes los momentos y cortantes que se obtienen fluctúan entre 1.5 y 1.8 veces los correspondientes a la carga de diseño (utilizando la carga *HS-20*) (Nowak, 1995). Investigaciones recientes (Nowak, 1995) muestran que estas diferencias desaparecen si a las cargas del camión de diseño *HS-20* o al eje tándem de diseño (en el caso de claros cortos) se superpone una carga uniformemente repartida de 9.3 kN/m. Con base en estos resultados se llegó a la carga de diseño propuesta en las Normas AASHTO (1998) (figura 3).

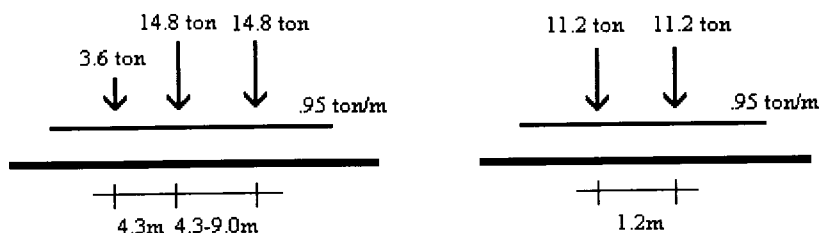


Figura 3. Camión y carga uniforme, Eje tándem y carga uniforme, AASHTO (1998)

2.3 Cargas recomendadas por el Comité de Cargas y Fuerzas en Puentes del ASCE (1981)

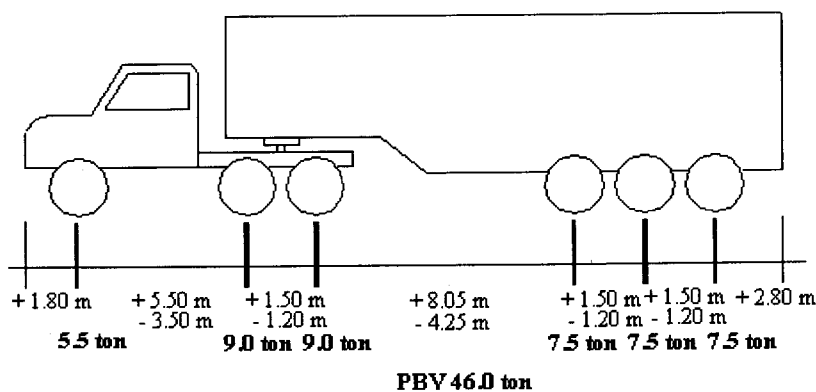
Estas recomendaciones fueron resultado de un conjunto de investigaciones encausadas hacia el estudio de los modelos de carga viva para puentes de grandes claros. Lo anterior se fundamenta en el hecho de que las solicitaciones máximas en un puente de claro corto son función del paso de un solo vehículo; sin embargo, para puentes de grandes claros no se cumple esta condición. Algunas de las conclusiones de estos estudios fueron (Xanthakos, 1994):

- ♦ La carga máxima ocurre cuando los vehículos no tienen movimiento.
- ♦ Esta carga puede ser representada por una carga uniformemente repartida más una carga concentrada.
- ♦ La carga promedio disminuye con el incremento de la longitud cargada.

El Comité propuso que la carga básica de diseño para puentes de grandes claros este definida por una carga uniformemente distribuida, U , y una carga concentrada, P . Los valores de U y P son función de la longitud cargada y del porcentaje de vehículos pesados. Los valores de U y P están definidos en ASCE (1981). Dado que estas cargas son las producidas por vehículos sin movimiento, los resultados no se deben afectar por el factor de impacto.

2.4 Pesos y dimensiones permisibles en México.

En México se han identificado los vehículos: $C2$, $C3$, $T3-S2$, $T3-S3$ y $T3-S2-R4$ (apéndice A), como los vehículos de carga más comunes que transitan por la red mexicana de carreteras (IMT, 1995). Entre estos cinco vehículos, el $T3-S3$ y $T3-S2-R4$ (figuras 4 y 5) son los más pesados, y por ello han sido comúnmente usados como camiones de diseño para puentes en México.

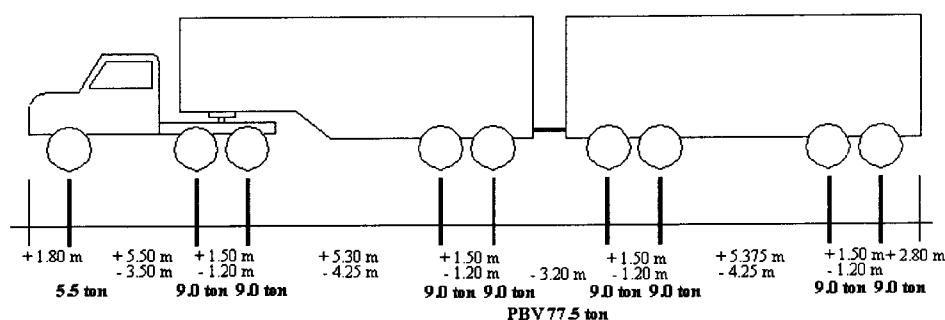


+ Dimensiones máximas

- Dimensiones mínimas

Se autoriza el tránsito de estos vehículos sólo por caminos tipo "A".

Figura 4. Vehículo de carga $T3-S3$ (SCT, 1980)



+ Dimensiones máximas

- Dimensiones mínimas

Se autoriza el tránsito de estos vehículos sólo por caminos tipo "A".

Figura 5. Vehículo de carga T3-S2-R4 (SCT, 1980)

La SCT publicó en las ediciones del 3 de octubre y 28 de noviembre de 1980 del Diario Oficial de la Federación, el Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, que define los valores permisibles de los pesos totales y otras características de los vehículos de carga de circulación en México. Esta publicación es la actualización del mismo documento publicado el 24 de diciembre de 1960, dando respuesta a la necesidad de poder transportar mayor peso (SCT, 1980). Los valores permisibles de los pesos y dimensiones, para distintos tipos de ejes y vehículos, están definidos en función del tipo de camino (SCT, 1980; SCT, 1995).

Desde la edición de este reglamento hasta la fecha se han publicado múltiples comentarios y modificaciones a dichas normas, entre las que se puede resaltar:

- ♦ La publicación, en 1995, del Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-1995 (SCT, 1995).
- ♦ La publicación del 7 de enero de 1997 presenta algunas modificaciones a la Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-1995, (SCT, 1997).

Los pesos permisibles correspondientes a las ediciones reglamentarias de 1980 y 1995 se resumen en la tabla 4.

3 CONDICIONES DE CARGA EN EL PUENTE INDUCIDAS POR EL FLUJO VEHICULAR

Para el análisis estructural de un puente se debe tomar en cuenta que la superestructura va a estar sometida a varios tipos y combinaciones de carga. En la definición de las cargas se debe considerar la posibilidad de que los carriles (dos o más) estén ocupados simultáneamente, y que además existan posibles variaciones en la velocidad de los vehículos que transitan sobre el puente.

Este último punto resulta de interés analizarlo, para ello se puede mencionar que existen dos situaciones extremas: una es cuando el vehículo está transitando a la velocidad de proyecto o de uso, y otra cuando la velocidad es nula, por ejemplo cuando el tránsito en el puente está congestionado. Mientras mayor sea la velocidad, la distancia entre vehículos será mayor, consecuentemente la densidad vehicular (número de vehículos en una longitud determinada) será menor (Xanthakos, 1994). Se sabe también que al aumentar la velocidad de los vehículos se incrementa el efecto del impacto (efecto dinámico de la carga vehicular), por lo que un vehículo con velocidad nula o casi nula no produce impacto.

A partir de lo anterior se puede definir un criterio de análisis para el estudio de las cargas vivas en un carril de un puente. Este criterio consiste en encontrar la situación más crítica al considerar las siguientes dos situaciones extremas:

- ♦ La ocurrencia de uno o más vehículos recorriendo el puente con una velocidad modal (representativa), incluyendo el efecto de impacto.
- ♦ La ocurrencia de dos o más vehículos con velocidad nula o casi nula sobre el puente, sin tomar en cuenta el efecto de impacto y teniendo una distancia entre vehículos menor a la considerada en el primer caso.

3.1 Impacto

El factor de impacto se define como la relación de la respuesta dinámica máxima entre la respuesta estática máxima menos uno. La modelación del impacto es un problema complejo, ya que participan múltiples variables entre las que se pueden citar (figura 6):

- ♦ Propiedades dinámicas del vehículo, las cuales dependen de su masa, amortiguamiento, dimensiones, etc.
- ♦ Propiedades dinámicas del puente, que dependen de su masa, rigidez a flexión, claro, etc.
- ♦ Velocidad de recorrido del vehículo.
- ♦ Rugosidad del pavimento, la cual esta determinada por las condiciones de la superficie de rodamiento, tanto en el puente como en sus accesos.

El Código de Ontario en 1983 (Bakht y Jaeger, 1987) especifica la carga dinámica como una función de la frecuencia natural de vibración del puente. Esta especificación, al incluir las propiedades dinámicas del puente, se torna conceptualmente más completa, aunque más compleja, en comparación con las correspondientes a otros códigos, como es el de las Normas AASHTO (1996), en donde se considera que el impacto es función solamente del claro del elemento cargado. Estas especificaciones definen, en el apartado 3.8.2, la fórmula de impacto como:

$$I = \frac{50}{L + 50}$$

en donde:

I = es la función del impacto (máximo 30%)

L = es la longitud de la parte del claro cargado en pies

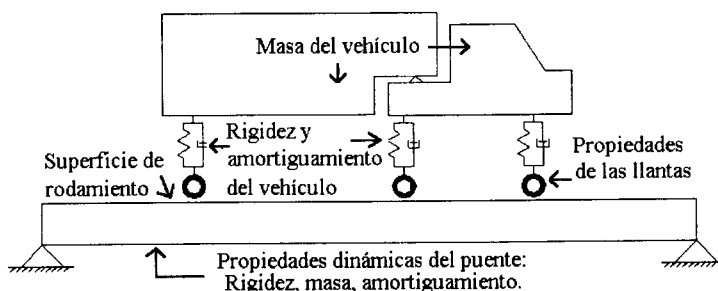


Figura 6. Variables que intervienen en la determinación del impacto

La modelación del impacto es difícil de lograr por medio de expresiones sencillas que reflejen resultados acordes con la realidad. Una tendencia reciente ha sido el uso de mediciones de campo para establecer las sollicitaciones reales causadas por dicho efecto. Este proceder se sugiere en la primera edición de las Normas LRFD de la AASHTO (1998), en donde se establecen valores de impacto independientemente de las características del puente:

Tabla 1. Valores de “Impacto”, Normas LRFD, AASHTO, 1998

Componente	Impacto
Juntas de la cubierta. Todos los estados límite	75%
Otros componentes:	
* Estados límite de fatiga y fractura	15%
* Todos los demás estados límite	33%

Desde el punto de vista de los autores, se debe tomar con cuidado el resultado de las investigaciones realizadas sobre este tema en otros países, ya que cada país posee condiciones particulares; por ejemplo en México: la masa de los vehículos es grande (sobrepeso), la suspensión de los vehículos de carga presentan gran variedad en la rigidez y el amortiguamiento (desgaste por el sobrepeso, menor mantenimiento) y las distintas condiciones de la superficie de rodamiento (pavimentos y terraplenes en malas condiciones, asentamientos diferenciales a lo largo del puente, etc.).

3.2 Flujo Vehicular

La ingeniería de tránsito ha desarrollado diversos modelos, macro y microscópicos, para el análisis del flujo vehicular. Estos modelos requieren de la definición de tres variables principales (Papacostes y Prevedouros, 1993; Cal y Mayor y Cárdenas, 1994):

- 1) Intensidad (q): es la frecuencia con la cual pasan los vehículos por un punto o sección transversal de un carril o calzada. En otras palabras, la intensidad es el número de vehículos N que pasa en un tiempo T , ($q=N/T$). La intensidad es un parámetro que varía a lo largo del día.
- 2) Densidad vehicular (k): es el número de vehículos N que ocupan una longitud específica d ($k=N/d$).
- 3) Velocidad (v): es la distancia que recorre el vehículo en un tiempo determinado ($v=d/T$).

Las tres variables anteriores están relacionadas entre sí mediante la ecuación fundamental del flujo vehicular, cuya forma general es:

$$q = v k$$

Uno de los modelos macroscópicos del flujo vehicular es el lineal. Este modelo es sencillo y de fácil interpretación, ya que establece la existencia de una relación lineal entre la densidad vehicular y la velocidad. La densidad disminuye a medida que aumenta la velocidad y viceversa ya que son inversamente proporcionales.

La Ingeniería de Tránsito ha recurrido, frecuentemente, a la utilización del proceso de Poisson para modelar el flujo vehicular (libre) en un punto determinado (Benjamin y Cornell, 1970). La distribución de probabilidades de una variable aleatoria x asociada a un proceso de Poisson que representa el número de eventos que ocurre en un intervalo de tiempo t , está dada por:

$$p(x; \lambda t) = \frac{e^{-\lambda t} (\lambda t)^x}{x!}$$

en donde λt es el promedio de eventos en un intervalo dado.

Para el análisis del flujo vehicular se evalúa la probabilidad de que x vehículos sean observados en un intervalo de tiempo t , dada una intensidad de tránsito λt (vehículos/tiempo) (Benjamin y Cornell, 1970).

La distribución de Poisson, que ha sido utilizada para el análisis de problemas de tránsito, no describe adecuadamente la distancia entre vehículos. Se han realizado varias propuestas entre las que destaca la de Andre Schuhl (Kell, 1962), quien supone que el flujo vehicular está dividido en dos grupos:

- ♦ Vehículos que fluyen libremente.
- ♦ Vehículos restringidos (vehículos influenciados por el vehículo que circula adelante).

Cada uno de estos grupos tiene distintas medias y obedecen a alguna distribución de Poisson. La distribución total está compuesta por la suma de las dos subdistribuciones y se establece por medio de la ecuación:

$$p(h \geq t) = (1 - \alpha)e^{-\frac{t - \lambda}{T_1 - \lambda}} + (\alpha)e^{-\frac{t - \tau}{T_2 - \tau}}$$

en donde:

$p(h \geq t)$ es la probabilidad de que el tiempo entre vehículos (h) sea mayor o igual que el tiempo (t)

α es proporción de vehículos de circulación restringida en el flujo vehicular

$(1 - \alpha)$ es la proporción de vehículos de circulación libre en el flujo vehicular

T_1 es el tiempo promedio entre los vehículos de circulación libre

T_2 es el tiempo promedio entre los vehículos de circulación restringida

λ es el tiempo mínimo promedio entre los vehículos de circulación libre

τ es el tiempo mínimo promedio entre los vehículos de circulación restringida

e es la base de los logaritmos naturales

En la revisión microscópica del flujo vehicular se analiza el comportamiento de dos vehículos, uno tras otro, que se encuentran en un flujo sin interrupciones externas (por ejemplo, entronques). Como una regla general, debe existir una separación entre vehículos tal que si existe una desaceleración repentina por parte del vehículo delantero, el que le sigue debe tener una distancia suficientemente amplia para detenerse sin chocar con dicho vehículo, figura 7 (Papacostas y Preveduoros, 1993).

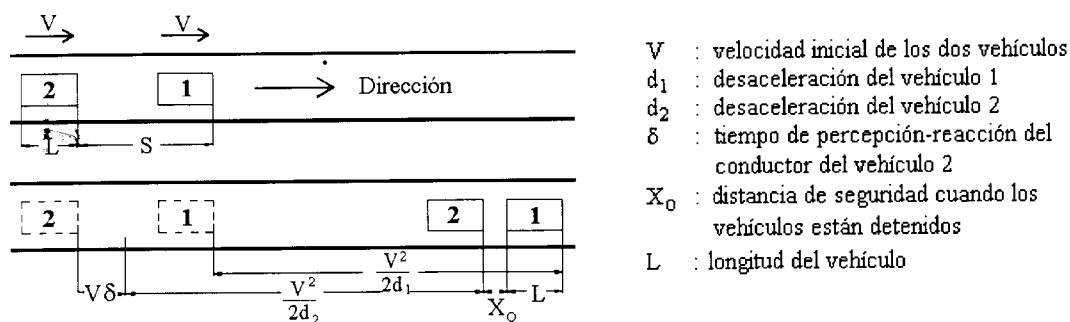


Figura 7. Frenado de dos vehículos consecutivos

En esta figura la distancia de frenado del vehículo 2 está conformada por la distancia de percepción-reacción y la de frenado:

$$X_2 = V\delta + \frac{V^2}{2d_2}$$

La distancia de percepción-reacción está definida por la velocidad del vehículo y el tiempo percepción-reacción. El tiempo percepción-reacción esta formado por cuatro acciones: percepción, identificación, decisión y reacción (McShane y Roess, 1990). Del estudio dirigido por Johannseon y Rumor, para evaluar el tiempo de respuesta ante frenado sorpresivo se obtuvo que el tiempo de reacción fluctúa entre 0.3 y 2.0 segundos, con un valor medio de 0.66 segundos (McShane y Roess, 1990; Papacostas y Preveduoros, 1993). Tradicionalmente, en el diseño geométrico de caminos se maneja un tiempo de reacción de 2.5 segundos.

Considerando que los dos vehículos tienen la misma capacidad de frenado (frenan en la misma distancia), la distancia entre vehículos es:

$$S - L = V\delta + X_0$$

4 PROCEDIMIENTO DE ANALISIS

Los puentes pertenecen a la clase de estructuras que están sujetas a cargas dinámicas, es decir, la posición de las cargas varía con el tiempo. En este tipo de estructuras las solicitaciones internas varían a causa de la magnitud y posición de las cargas externas; por lo tanto, para diseñar los elementos estructurales se debe determinar la posición de las cargas que produce las máximas solicitaciones

En este trabajo se evalúan dos tipos de elementos mecánicos máximos: (1) momentos flexionantes y (2) fuerzas cortantes. Estos dos parámetros son los puntos de comparación en los análisis realizados. Para obtener los valores máximos de estos elementos mecánicos producidos en una viga simplemente apoyada, modelo aplicable a los claros de la mayoría de los puentes, se elaboró un programa de computadora cuyas hipótesis y diagrama de flujo se presentan en Fernández (1997).

Para el análisis de los dos escenarios de carga, vehículos en y sin movimiento, se requiere determinar la distancia entre vehículos. Para el caso en el que la velocidad es aproximadamente nula se propone, con base en observaciones de campo, una separación de 4m. entre el eje trasero del primer vehículo y el eje delantero del segundo vehículo. Para el otro escenario se recurre a la distribución propuesta por Schuhl (Kell, 1962), para lo cual se selecciona los siguientes parámetros:

$V=600$ vehículos/hora (tráfico moderadamente intenso)

$\lambda=0.9$

$\tau=1.2$

$\alpha=0.3$ (vehículos restringidos)

$1-\alpha=0.7$ (vehículos no restringidos)

$K_1 = 6.90$

$K_2 = 1.94$

Dada una probabilidad del 95% de que la distancia entre vehículos sea mayor o igual a un tiempo t , por tanteos se obtiene que:

$$p(h > t) = 95\%$$

$$\text{para } t = 1.28 \text{ seg. (redondeando } t = 1.3 \text{ seg.)}$$

Considerando una velocidad del tránsito (moderada) de 80 km/hr (22.2 m/seg.), la distancia entre vehículos es:

$$d = v t = (22.2 \text{ m/seg.})(1.3 \text{ seg.}) = 28.89 \text{ m.}$$

Aumentando la distancia debido al vuelo de los vehículos, la distancia entre ejes resulta:

$$d = 31 \text{ m.}$$

El tiempo que define la distancia entre vehículos es 1.30 seg., que corresponde al 52% del tiempo de percepción-reacción de seguridad de 2.5 seg. Este tiempo es mayor en 97 % a la media de 0.66 seg. obtenida del estudio percepción-reacción de Johannseon y Rumor (Papacostas y Prevedouros, 1993). Lo anterior muestra que el resultado obtenido por la fórmula de Schuhl corresponde a un valor intermedio entre el tiempo medio percepción-reacción (distancia mínima) y el tiempo de seguridad.

Con el fin de representar un escenario real del tránsito se usa la base de datos del aforo de 1993, por considerarse la más confiable de las existentes, la cual fue revisada y depurada para el análisis de los principales vehículos. Esta base de datos se ordenó por estación y tiempo de arribo, para tener la secuencia real del paso de vehículos por el camino.

Entre los camiones de carga circulan, simultáneamente, automóviles y camionetas. De los aforos realizados en la red mexicana de carreteras, se observa que alrededor del 30 % de los vehículos son de carga (IMT, 1997). Esta situación se puede establecer mediante la generación de números aleatorios, de manera que se introduzca en la base de datos la presencia de los

automóviles. El paso de vehículos por un punto se reproduce por medio de la generación de números aleatorios utilizando una distribución de Bernoulli. En el caso de ser 1 el número aleatorio, se incluye un camión procedente de la base de datos. En el caso contrario, es decir 0, se incluye un vehículo pequeño, el cual fue definido con dos ejes de 750 kg y una distancia entre ejes de 250 cm, dando lugar a un vehículo de 1.5 ton de peso total.

Para representar los dos escenarios se realizaron cuatro análisis por cada estación, como se describe a continuación:

- ♦ Análisis 1. Simulación de un vehículo en movimiento.
- ♦ Análisis 2. Simulación de dos vehículos en movimiento.
- ♦ Análisis 3. Simulación de dos vehículos con velocidad prácticamente nula.
- ♦ Análisis 4. Simulación de tres vehículos con velocidad prácticamente nula.

Es importante realizar los cuatro análisis debido a que no se conoce, *a priori*, que condición de carga dominará en claros de mediana longitud.

5 ANALISIS ESTADISTICO DE LOS DATOS

En México se han llevado a cabo estudios de aforo vehicular previos a los realizados por el IMT; entre los estudios realizados se tiene la investigación efectuada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Magallanes y Negroe, 1977). En esta investigación se estableció una estación muestreadora o pesadora dinámica de tránsito que, sin interferir con la operación normal de la carretera, permitió clasificar los vehículos según su tipo, velocidad, distancia entre ejes y peso por eje. Entre las conclusiones de este trabajo se presentan los siguientes puntos relevantes:

- ♦ Aproximadamente 40% de los ejes tándem y de 15 a ~5% de los ejes sencillos traseros, llevaban cargas que exceden el límite legal.
- ♦ Aproximadamente 40% de los vehículos T3-S2 llevaban cargas superiores a la legal. De los demás, menos de 10% iban sobrecargados. Por no existir entonces, en este estudio no se analizaron los camiones T3-S3 y los T3-S2-R4.

5.1 Estudio de pesos y dimensiones del Instituto Mexicano del Transporte

El Instituto Mexicano del Transporte realiza desde 1991 un proyecto para evaluar los pesos y dimensiones de los vehículos que circulan en la red mexicana de caminos. Para este propósito se han instalando estaciones de aforo en las principales carreteras. El procedimiento de aforo utilizado consiste en colocar señalamientos a 500m. de la estación y 100m antes se encausa el tráfico para encuestarlo. Posteriormente, una brigada de trabajadores mide las dimensiones de los vehículos, toma datos sobre algunas de sus características y encuesta al chofer sobre la carga transportada. Por último, 50 m. después de la brigada se localiza una pesadora dinámica donde se registra la fecha, hora, velocidad del vehículo, peso de los ejes y distancias entre ellos (IMT, 1992).

A continuación se presentan tablas con algunos resultados estadísticos interesantes, producto de los aforos realizados en 1991, 1992 y 1993.

La tabla 2 presenta la composición del tránsito de vehículos de carga que circulan en la red mexicana. Resalta el hecho de que esta composición está comprendida en su mayoría (98%) por vehículos: C2, C3, T3-S2, T3-S3 Y T3-S2-R4.

En la tabla 3 se presenta el peso bruto vehicular promedio de los vehículos vacíos. Este peso es también conocido como "peso de la tara". La tabla sólo presenta los pesos medios correspondientes a los vehículos más representativos.

Es importante aclarar que estas estadísticas son resultado de aforos realizados en diferentes lugares; por lo tanto, la composición vehicular y el volumen de tránsito medidos son diferentes. De igual modo, la información presentada en estos informes no permite conocer la evolución de las características de los vehículos de carga a través del tiempo. Finalmente, el número de estaciones aforadas fue distinto en cada año, siendo 10 en 1991, 3 en 1992 y 15 en 1993.

Tabla 2. Porcentaje por tipo de vehículo de carga (IMT, 1992; IMT, 1995)

TIPO	1991	1992	1993	PROMEDIO
C2	35	38.8	49.4	41.8
C3	22	20.0	18.1	20.0
C4	1	0.4	0.2	
T2-S1	0	0.1	0.1	
T2-S2	1	0.2	0.2	
T2-S3	1	0.2	0	
T2-S1-R2	0	0	0	
T3-S2	24	16.3	15.3	18.5
T3-S3	15	21.1	14.3	16.8
T3-S1-R2	0	0.1	0	
T3-S2-R2	0	0.1	0.1	
T3-S2-R3	0	0.1	0.1	
T3-S2-R4	2	1.7	1.5	1.7
C3-R2	0	0	0	
C3-R3	0	0.1	0	
OTROS	0	0.8	0.5	
TOTAL	101*	100	100	

* El redondeo de la información hizo que el total no sume cero.

Tabla 3. Peso bruto medio de los vehículos vacíos

TIPO	PESO
C2	4 ton.
C3	9 ton.
T3-S2	17 ton.
T3-S3	19 ton.
T3-S2-R4	27 ton.

5.2 Análisis de la información registrada en 1993

La base de datos se obtuvo en formato de hoja de cálculo (Excel). Los datos se organizaron en función del tipo de camión, utilizando el número de ejes y la distancia entre ellos para agrupar correctamente estos datos. Se eligió trabajar con los camiones *C2*, *C3*, *T3-S2*, *T3-S3* y *T3-S2-R4* por ser los vehículos que tienen los mayores porcentajes en la composición del tránsito de carga en México.

5.2.1 *Peso Total.*

En la figura 8 se presentan los histogramas de peso total de los cinco principales vehículos de autotransporte, y en la tabla 4 se muestra un resumen del análisis estadístico de estos histogramas.

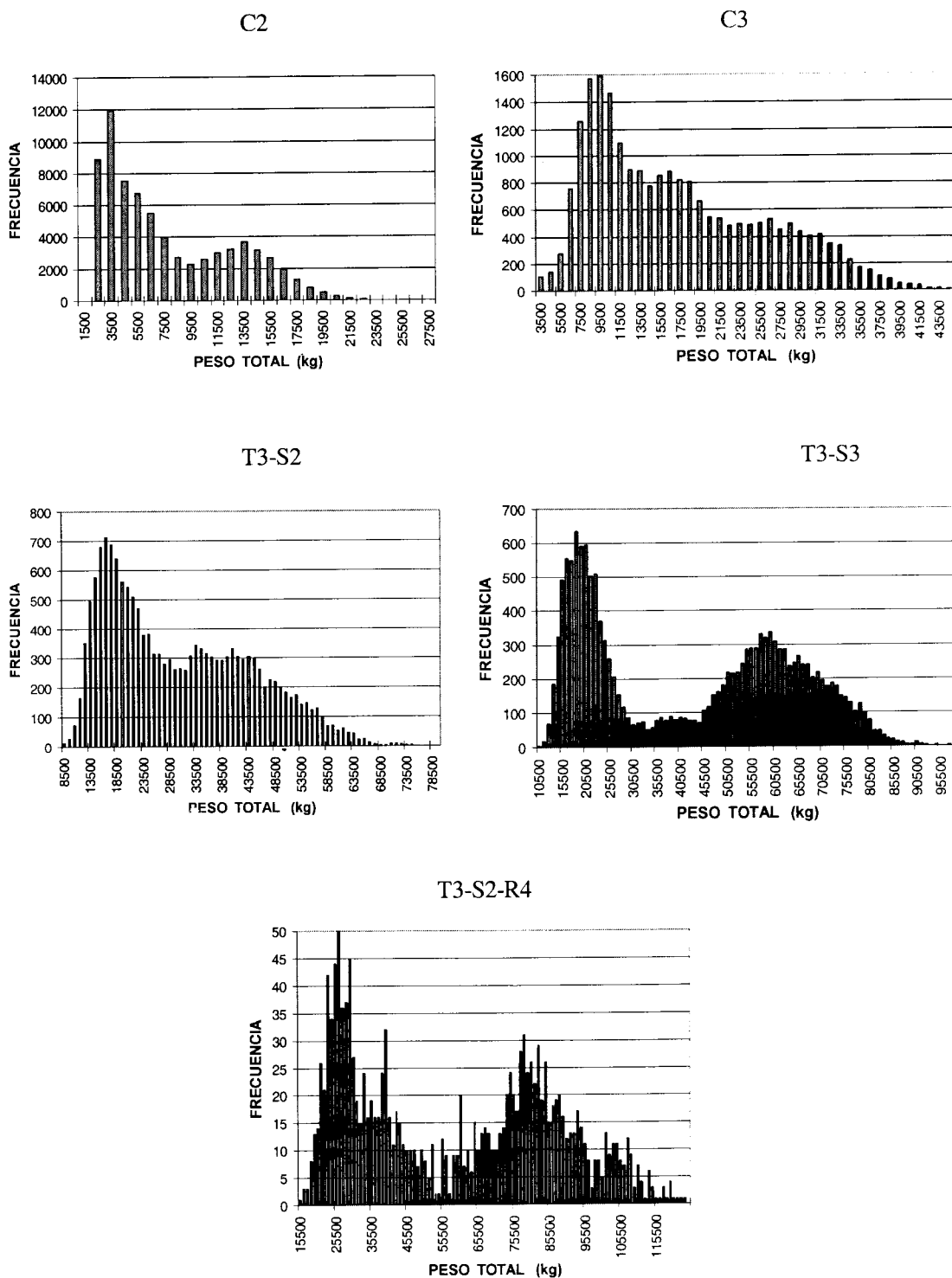


Figura 8. Histogramas de pesos totales

Tabla 4. Resumen del análisis estadístico de los pesos totales.

VEHICULO	PESO	PERMISIBL E	MEDIA	DESVIACIO N	NUMERO DE	MODA
	1980	1995		ESTANDAR	DATOS	
C2	15.5	17.5	7.866	4.786	72,987	3.5, 13.5
C3	23.5	26.0	17.216	8.663	22,273	9.5, 16.5, 26.5
T3-S2	41.5	44.0	30.244	13.627	15,941	16.5, 33.5, 40.5
T3-S3	46.0	48.5	42.666	21.684	15,391	18.5, 38.5, 59.5
T3-S3-R4	77.5	66.5(72.5*)	58.683	28.183	1,530	26.5, 78.5

*Peso permisible cumpliéndose ciertas condiciones (revisar referencias SCT, 1995 y 1997)

5.2.2 Distancia Característica

En esta sección se analiza la distancia característica, que es definida como la distancia entre ejes que más varía en un vehículo. Por ejemplo, en el caso del vehículo C3 existen dos distancias entre ejes; la primera (distancia 1-2) es variable, mientras que la segunda corresponde a la distancia entre dos llantas del mismo eje (distancia 2-3), la cual es menos variable que la anterior, por lo que la distancia 1-2 es la distancia característica. En la figura 9 se presentan las definiciones de las distancias características para los vehículos analizados.

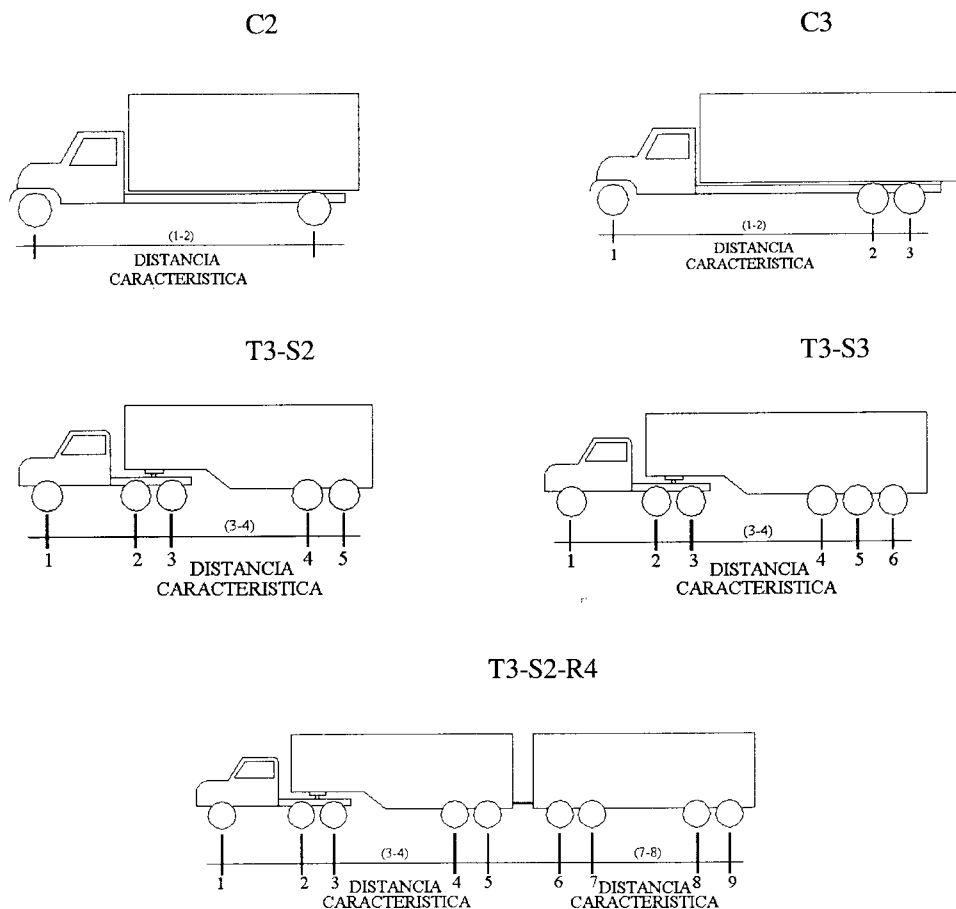


Figura 9. Distancias características

En la figura 10 se presentan los histogramas correspondientes a las distancias características de los cinco vehículos estudiados. En la tabla 5 se presenta un resumen los datos estadísticos correspondientes.

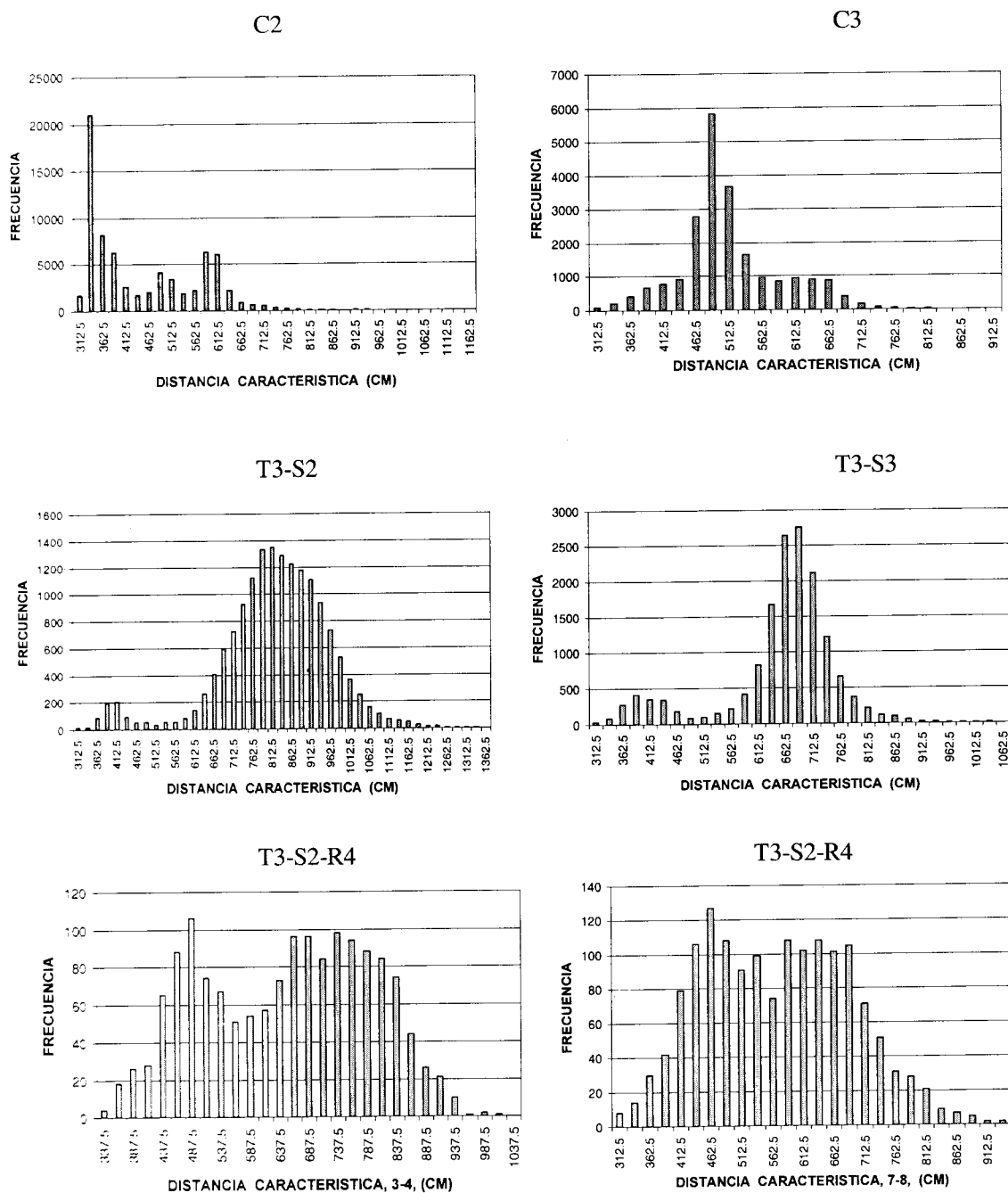


Figura 10. Histogramas de las distancias características

Tabla 5. Resumen del análisis estadístico de las distancias características.

Vehículo	Permisible	Media	Desviación Estandar	Moda		
	1980			1	2	3
C2	310-785	452.5	124.4	337.5	487.5	487.5
C3	425-785	512.7	79.2	487.5	612.5	
T3-S2	425-930	819.7	144.2	412.5	812.5	
T3-S3	425-805	653.5	106.9	387.5	687.5	
T3-S2-R4	425-530	648.7	144.8	487.5	737.5	
	425-537.5	571.1	121.2	462.5	637.5	

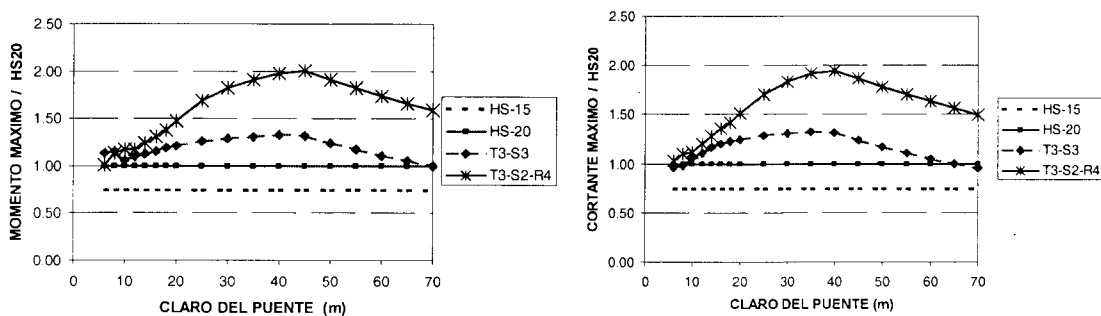
5.3 Análisis de los resultados obtenidos

Los histogramas de pesos totales muestran como todos los vehículos de carga analizados presentan un gran número de unidades excedidas en peso, salvo el C2 que presenta sólo un pequeño porcentaje de vehículos con carga mayor a la permisible. En contraste, en los histogramas de distancia característica se observa que únicamente los vehículos T3-S2 y T3-S2-R4 presentan distancias características superiores a las permisibles.

Hwang y Nowak (1991) mencionan que la distribución de los pesos en los trailers de cinco ejes es *bimodal*. Una distribución es bimodal cuando se presentan dos intervalos modales (de mayor frecuencia), es decir, dos jorobas en el histograma. La primera joroba corresponde a los vehículos vacíos y la segunda se refiere a los vehículos cargados. Por otro parte, Imbsen (1992) señala que el histograma se puede subdividir en cuatro (con sus correspondientes frecuencias modales): vehículos vacíos, parcialmente cargados, completamente cargados y sobrecargados. Es importante resaltar que la realización de una subdivisión objetiva del diagrama es difícil, debido a que la agrupación se lleva a cabo por tipo de vehículo a partir del número de ejes y la distancia entre los mismos, pero cada tipo de vehículo presenta características muy variables entre si, por ejemplo: la potencia del motor, la capacidad del chasis, la capacidad de las llantas, etc.

6 EVALUACION DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS VEHICULARES EN LOS PUENTES

Antes de realizar la evaluación de las cargas vehiculares reales, se evaluaron las solicitaciones producidas en una viga simplemente apoyada por los vehículos de diseño que han sido utilizados en México. En la figura 11 se presentan las gráficas de los momentos y cortantes (normalizados con respecto a la carga HS-20) producido por las cargas HS-15, HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4. Es importante mencionar que las cargas HS están conformadas por un camión (que domina claros cortos) y una carga de línea (que domina claros largos), por lo que se observa un cambio de signo en la pendiente de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4. Los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 corresponden a los vehículos de carga reglamentarios (1980) con pesos máximos y distancias mínimas permisibles para caminos tipo A (condición crítica).

**Figura 11.** Solicitaciones producidas por los vehículos de diseño

De estas figuras se puede concluir:

- 1) En el claro de 45 y 40m se obtienen los máximos momentos y cortantes producidos por los camiones *T3-S3* y *T3-S2-R4*, llegando a alcanzar relaciones de 1.32 y 2.00 para el momento, así como 1.31 y 1.94 para el cortante.
- 2) Los efectos de la carga de los camiones *T3-S3* y *T3-S2-R4* no se pueden representar por medio de cargas tipo "HS", a menos que se discretice la gráfica y se propongan varias cargas "HS" que varíen como función del claro.
- 3) Los puentes con claros menores a 12m presentan valores razonablemente similares (hasta 17%) entre los camiones *T3-S3*, *T3-S2-R4* y *HS-20*.

Adicionalmente se puede observar que el modelo de carga *T3-S2-R4* es poco práctico para ser empleado como carga de diseño, ya que está conformada por 9 cargas puntuales (ejes).

En la figura 12 se evalúan los efectos producidos por los automóviles (con las características utilizadas en esta investigación) y los camiones *C2*, *C3*, *T3-S2*, *T3-S3* y *T3-S2-R4* con características modales relacionadas con grandes pesos (tabla 4). Ambas gráficas están normalizadas respecto a la carga *HS-20*. Los pesos y distancias entre ejes se resumen en la tabla 6. Estas gráficas son útiles para comprender los elementos mecánicos promedio que genera cada tipo de vehículo cargado.

Tabla 6. Características modales de los vehículos cargados

Vehículo	Peso por eje (1, ..., N) (kg)	Distancia entre ejes (1-2, ..., N-1⇒N) (cm)	Peso total (kg)
Automóvil	750, 750	250	1,500
C2	4,500 - 9,000	587.5	13,500
C3	5,000 - 10,750 - 10,750	612.5 - 125	26,500
T3-S2	5,000 - 8,875 - 8,875 - 8,875	450 - 130 - 812.5 - 120	40,500
T3-S3	5,000 - 12,100 - 12,100 - 10,100 - 10,100 - 10,100	450 - 130 - 687.5 - 120 - 120	59,500
T3-S2-R4	5,000 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187 - 9,187	450 - 130 - 737.5 - 120 - 270 - 120 - 637.5 - 120	78,500

Nota: La numeración de los ejes es de la cabina del conductor hacia la parte posterior del vehículo.

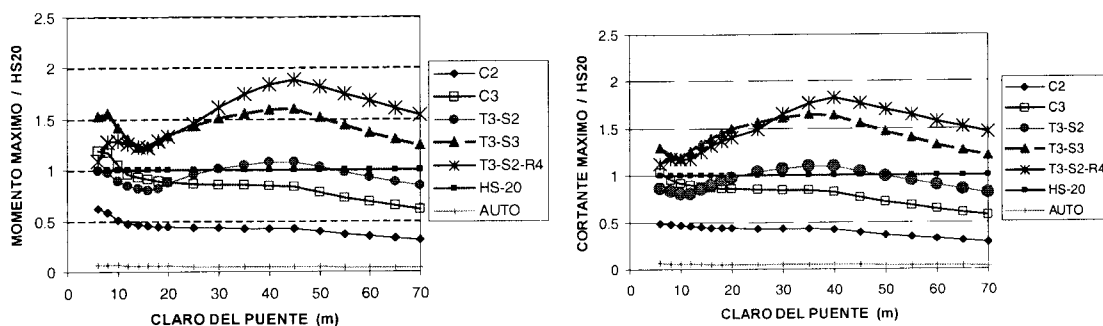


Figura 12. Momentos y cortantes generados por vehículos modales

Las gráficas de estas figuras permiten concluir:

1. Se presentan elementos mecánicos superiores a los contemplados en las normas para claros entre 6 m y 12 m generados por el T3-S3, cuyo peso excede al permisible.
2. En claros menores a 8 m se observan momentos elevados que están definidos por el peso de un eje.
3. Mientras que entre los vehículos de diseño domina el T3-S2-R4 para casi todos los claros analizados, entre los vehículos modales domina el T3-S3 para claros menores a 25m y para los mayores a 25m domina el T3-S2-R4.
4. Los claros de 14 y 16m son los que presentan menores momentos relativos en comparación con la carga HS-20, siendo del orden de 1.22. Los cortantes relativos son menores en el claro de 10m, siendo del orden de 1.17.
5. Los claros entre 40 y 45m presentan relaciones de cortantes y momentos mayores en comparación con la carga HS-20, siendo de 1.82 y 1.88 respectivamente.

A continuación se presentan los histogramas correspondientes al Análisis 1 para un claro de 14 metros. A estas gráficas se les quitaron los automóviles y se dejaron solamente los cinco principales vehículos de carga. Las líneas verticales corresponden a: la media, la media mas una desviación estándar (D.S.), la media mas dos D.S. y la media más tres D.S. Los histogramas correspondientes a otros claros son similares en forma (Fernández, 1997).

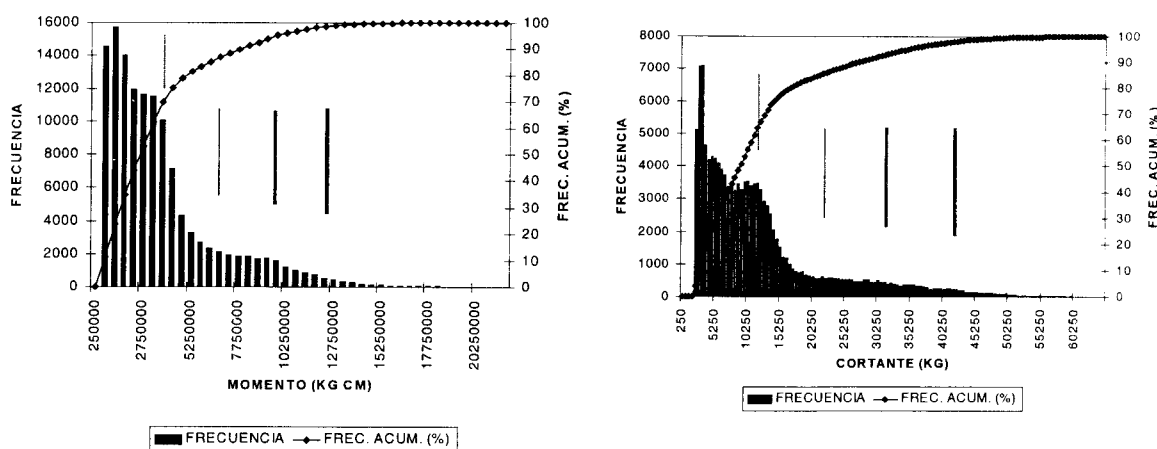


Figura 13. Histogramas de momentos y cortantes para 14m. de claro. Análisis 1

En la figura 14 se grafica la media más n ($n=0, 1, 2$ o 3) desviaciones estándar del análisis 1 para varios claros, desde 6 hasta 70 m. Estos valores son para una viga simplemente apoyada y están normalizados respecto a la carga HS-20. El valor del coeficiente de variación varía de 0.78 para claros de 6m. hasta 0.93 (aproximadamente) para claros de 70m.

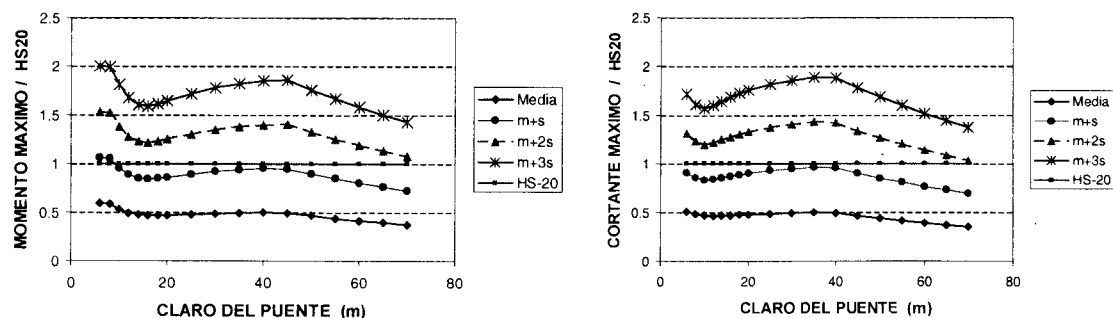


Figura 14. Análisis estadístico de la Análisis 1 para momentos y cortantes

En la presente investigación se compararon los efectos generados por los dos escenarios extremos, utilizando una media más tres desviaciones estándar de los momentos y cortantes obtenidos:

- ♦ Caso 1. Vehículos en movimiento. Análisis 1 y 2.
- ♦ Caso 2. Vehículos sin movimiento. Análisis 3 y 4.

Cuando se consideró el efecto de impacto de las normas AASHTO 1996, el cual disminuye al aumentar el claro, los valores del caso 1 dominaron hasta los 45m. aproximadamente y para claros mayores el caso 2 fue ligeramente superior. Cuando se consideró el efecto de impacto de las normas AASHTO LRFD 1998, i.e. constante para todos los claros, el caso 1 dominó todo el rango estudiado (6-70m.).

Consecuentemente, el resultado del análisis de los dos escenarios de carga depende principalmente de la selección del factor de impacto. El análisis 3 no dominó en ninguno de los casos. De los resultados aquí presentados se puede concluir que el análisis de un puente, dentro del rango de 6 a 50 m., se puede llevar a cabo mediante el paso de un solo vehículo crítico sin caer en errores significativos.

Finalmente, en la figura 15 se presenta la comparación de los análisis realizados en este trabajo. En estas figuras se grafica la carga HS-20, la envolvente de las cargas de diseño o permisibles T3-S3 y T3-S2-R4 (SCT, 1980), la envolvente de los vehículos con características modales y la media más tres desviaciones estándar del caso 1 (Análisis 1 y 2).

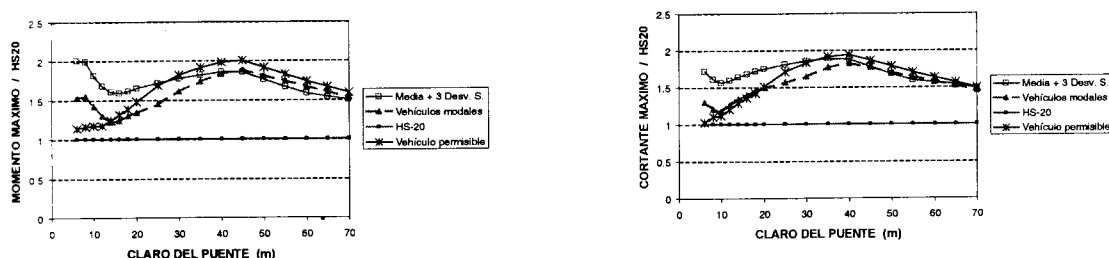


Figura 15. Resumen de los casos estudiados

En la figura 15 se observa que la forma de la curva de vehículos cargados con características modales (solicitaciones reales) difiere de la curva de vehículos permisibles (modelo de diseño). Es importante mencionar que la forma de la curva de solicitaciones máximas pudiese diferir de la curva de vehículos modales, sin embargo, las solicitaciones máximas presentarán grandes diferencias respecto a los modelos actuales de diseño. El desarrollo de modelos a partir de resultados estadísticos, únicamente, (i.e. una media mas cierto número de veces la desviación estándar) es inadecuado. La afirmación anterior se realiza con base, entre otros motivos, en que tanto los coeficientes de variación de la distribución de solicitaciones como el tipo o parte de camión o camiones que domina un claro específico, varía con respecto a cada longitud de claro de puente, aunque los histogramas presenten globalmente formas similares para distintos claros.

7 CONCLUSIONES

En esta investigación se analiza y evalúa el problema de cargas vivas vehiculares y sus efectos en puentes en México. Esto se lleva a cabo utilizando la base de datos del aforo vehicular de 1993 realizado por el IMT. El problema es abordado desde sus fundamentos a través de dos situaciones extremas: vehículos en y sin movimiento. Lo anterior nos condujo a revisar los conceptos de flujo vehicular e impacto. De los resultados de esta investigación se puede concluir:

- 1.- Como parte del desarrollo de unas normas para el diseño de puentes en México, se requiere establecer una carga vehicular de diseño que cubra las solicitaciones reales dadas por los vehículos que circulan en la red nacional de carreteras. No es aceptable establecer una carga

vehicular de diseño basada en cargas vehiculares permisibles, ya que estas presentan variaciones o ajustes que responden a causas diferentes a la seguridad estructural de los puentes. Adicionalmente, es deseable contar con una carga de diseño sencilla y no una complicada como la T3-S2-R4.

- 2.- Un gran porcentaje de los vehículos cargados de autotransporte presenta pesos totales que exceden a los permisibles, lo que muestra una falta de control en los pesos vehiculares de nuestra red de carreteras, quedando como límite de cargas el criterio del usuario y la capacidad del vehículo. Estas solicitudes no están contempladas por las cargas vivas de diseño actuales.
- 3.- Para claros simplemente apoyados mayores a 8 m, la carga permisible que domina es la del camión T3-S2-R4 (SCT, 1980). La envolvente de las cargas permisibles no puede ser representada por medio de una carga tipo "HS", a menos que se discretice la gráfica y se propongan varias cargas "HS", las cuales varíen en función del claro.
- 4.- Del análisis de los vehículos cargados con características modales, se obtuvo que para los claros menores a 25 m domina el camión T3-S3, y para mayores a 25 m rige el T3-S2-R4, lo cual difiere del modelo de diseño (permisible). El T3-S2-R4 permisible genera valores superiores al modal debido a que su distancia característica es menor a la modal.
- 5.- Los puentes de claros cortos pueden presentar problemas de resistencia y/o fatiga (puentes de acero), ya que todos los modelos de carga hasta ahora utilizados subestiman las solicitudes. En puentes de concreto presforzado se puede presentar agrietamiento debido a solicitudes superiores a las contempladas, que aumenta el fenómeno de corrosión en la estructura.
- 6.- Para efecto de estudios futuros es deseable contar con mediciones realizadas en distintos tipos de caminos y en los mismos caminos realizar mediciones periódicas para conocer la evolución de los vehículos de autotransporte y los pesos de los mismos. Adicionalmente, es necesario realizar mediciones sin interrumpir el tránsito para conocer valores de velocidad, separación entre vehículos, ocurrencia simultánea de varios vehículos en una sección, entre otros datos.

Las conclusiones de este trabajo no son particulares para México, sino que son aplicables a países que no cuenten con un reglamento de pesos y dimensiones de vehículos de autotransporte, un control para el cumplimiento del mismo y un modelo de carga desarrollado a partir de las solicitudes reales de un país.

Actualmente, este grupo de trabajo sigue trabajando en esta línea de investigación cuyo objetivo final es el desarrollo de un modelo de cargas vivas para puentes vehiculares en México.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen los comentarios del M. en I. Roberto Magallanes N. (Instituto de Ingeniería, UNAM) y del Dr. Robert G. Sexsmith (Universidad de British Columbia, Canadá). Asimismo, se le agradece al IMT por facilitar la base de datos del aforo vehicular.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (1998), "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 1ª ed., EUA.
- American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (1996), "Standard Specifications for Highway Bridges", 16ª ed., EUA.
- American Society of Civil Engineering, ASCE (1981), "Recommended Design Loads for Bridges", Committee on Loads and Forces on Bridges, Committee on Bridges of the Structural Division, *Journal of the Structural Division* ASCE, Vol- 107, No. ST7, julio, p.p. 1161-1213. EUA.

- Bakht, B. y Jaeger, L. (1987), "Bridge Analysis Simplified", McGraw-Hill, International Edition, EUA.
- Bejamin, J. y Cornell, A. (1970), "Probability, Statistic, and Decision for Civil Engineers", McGraw Hill, EUA.
- Cal y Mayor, R. y Cárdenas, J. (1994), "Ingeniería de Tránsito. Fundamentos y Aplicaciones", Alfaomega, 7ª ed., México.
- Fernández, L. E. (1997), "Evaluación de las Cargas Vivas Vehiculares sobre los Puentes Mexicanos", *Tesis de Maestría*, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Fossas, F. (1991), "Cargas Vivas sobre Puentes". *Memorias del Seminario Internacional de Puentes*, Instituto Mexicano del Transporte, México.
- Galindo, A. (1998), *Comunicación personal, mayo de 1998*, SCT, México, D.F.
- Hwang, E. S. y Nowak, A. (1991), "Simulation of Dynamic Loads for Bridges", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 5, p.p. 1413-1434. EUA
- Imbsen and Associates, Inc. (1992) "Development of Site-Specific Load Models for Bridge Rating". Final Report, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council. Volume I. EUA.
- Instituto Mexicano del Transporte, IMT (1992), "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan sobre las Carreteras Mexicanas. Análisis Estadístico del Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga que Circulan por la Red Nacional de Carreteras. Estaciones Instaladas durante 1991", Documento Técnico 8, México.
- Instituto Mexicano del Transporte, IMT (1995), "Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos de Carga que Circulan sobre las Carreteras Nacionales. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en las Estaciones Instaladas en 1992 y 1993", Documento Técnico 17, México.
- Instituto Mexicano del Transporte, IMT (1997),
<http://www.imt.mx/Espanol/DatosViales/index.html>
- Kell, J. (1962), "Analyzing Vehicular Delay at Intersections Through Simulation", Highway Research Board, Bulletin 356, EUA.
- Magallanes, R. y Negroe, G. (1977) "Muestro de Vehículos con Pesadoras Dinámicas", Instituto de Ingeniería, UNAM, junio, No. 388, México.
- McShane, W. y Roess, R. (1990), "Traffic Engineering", Prentice-Hall, EUA.
- Morcos, S. y Grubb, M. (1995), "Curbing 'Resistance' to New LRFD Specs", Bridgeline, HDR Engineering, Inc., enero, Vol. 5, No. 2, p.p. 1-6. EUA.
- Nowak, A. (1995), "Calibration of LRFD Bridge Code", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 8, p.p. 1245- 1251. EUA
- Papacostas, C. S. y Prevedouros, P. D. (1993), "Transportation Engineering and Planning", Prentice-Hall, Inc., 2ª ed., EUA.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, S.C.T. (1980), "Capítulo XI del Reglamento del Capítulo de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación que Trata del Peso y Otras Características de los Vehículos", Diario Oficial de la Federación, 3 de octubre y 28 de noviembre, México.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, S.C.T. (1995), "Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-12-SCT-2-1995, sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que Pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal", Diario Oficial de la Federación, 4 de septiembre, México.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, S.C.T. (1997), "Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-12-SCT-2-1995, sobre el Peso y Dimensiones Máximas con los que Pueden Circular los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal", Diario Oficial de la Federación, 7 de enero, México.
- Xanthakos, P. (1994), "Theory and Design of Bridges", John Wiley and Sons, EUA.

APENDICE A

La clasificación de los vehículos en México, propuesta a principios de los setentas, consiste en un formato en el que, para cada pareja de caracteres, se tiene una literal que indica el tipo de vehículo y un número que señala la cantidad de ejes de dicho vehículo. Los tipos de vehículos y sus secciones son: (A) automóvil, (B) autobús, (C) camión, (T) tractor, (S) semiremolque y (R) remolque.

C2	Camión de dos ejes
C3	Camión de tres ejes
T3-S2	Tractor de tres ejes y semiremolque de dos ejes
T3-S3	Tractor de tres ejes y semiremolque de tres ejes
T3-S2-R4	Tractor de tres ejes, semiremolque de dos ejes y remolque de 4 ejes

El terremoto de Kocaeli, Turquía, de 17 de agosto de 1999

Omar D. Cardona

Facultad de Ingeniería
Universidad de los Andes
Apto. 4976
Bogotá, Colombia
e-mail: ocardona@uniandes.edu.co

Alex H. Barbat

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Cataluña
Edificio C1, Campus Norte UPC
Jordi Girona 1-3
08034 Barcelona
e-mail: alex.barbat@upc.es

RESUMEN

El terremoto de Kocaeli, ocurrido en agosto de 1999 en Turquía, ha causado uno de los desastres más graves que se han presentado en el Siglo XX. Se puede concluir de manera preliminar que este sismo afectó principalmente edificaciones construidas en los últimos veinte años, a lo largo de una prospera franja industrial y turística de no más de 15 kilómetros a cada lado de la traza de la falla geológica de Anatolia. Miles de edificios entre cuatro y ocho pisos colapsaron, causando la muerte de un número aun desconocido de personas y que podría superar los 30.000. Los centros urbanos más afectados han sido Yalova, Gölcük y Adapazari. En este último, se presentó la licuefacción del suelo en un área extensa, lo que significó que muchas edificaciones se hundieran, se inclinaran o incluso se volcaran. Los daños en las construcciones se deben en su mayoría a deficiencias en la calidad de los materiales, la disposición o detallado del acero de refuerzo, es decir, deficiencias en la práctica de la construcción. También, se pudo verificar que las dimensiones de las columnas y las vigas han sido insuficientes y que la mayoría de las configuraciones del entramado estructural no obedecen a sistemas estructurales adecuados para zonas sísmicas, aunque Turquía ha contado desde hace varias décadas con códigos de construcción reconocidos a nivel internacional por su adelanto técnico. La manera frágil como fallaron muchas de las estructuras ubicadas en esta zona ilustra que la existencia de disposiciones sismorresistentes no es una garantía de seguridad por si sola, si no se cumple y aplica dicha normativa como debe ser y si no hay ética en los profesionales; situación que se repite aparentemente en muchos lugares del mundo.

ABSTRACT

The Kocaeli earthquake, occurred recently in Turkey, produced one of the most severe natural disasters of the XXth century. A preliminary conclusion can be drawn that this earthquake mostly damaged structures built in the last twenty years along a prosperous industrial and turistic area extending 15 km on both sides of the Anatolian seismic fault. Thousands of buildings with four to eight stories collapsed, causing the death of a still unknown number of persons, which could exceed 30000. The most damaged urban centers were Yalova, Gölcük and Adapazarı. In this last one, soil liquefaction occurred in an extensive area, having as a consequence that numerous buildings sank, tilted or overturned. But most of the buildings were damaged due to deficiencies in the construction practice (careless structural configuration, inadequate material quality, inappropriate detailing of the reinforcement), together with the lack of control. Although Turkey has since many decades ago building codes internationally recognized for their technical progress, the size of the columns and beams of the damaged structures was insufficient and the greater part of the structural systems was not adequate for seismic areas. The fragile and sudden collapse of many of the buildings in the area shows that the existence of good seismic codes is not a guarantee of structural safety, if the code is not applied with professional ethics, fact which occurs in many places in the world.

1 DESCRIPCIÓN DEL SISMO

1.1 Localización geográfica

El 17 de agosto de 1999, a las 3:01 a.m. hora local (1:39.80 UTC), se presentó un terremoto de 7.4 M_w en la zona Noroeste de Anatolia (40.70° N, 20.99° E). Dicho evento causó graves daños en las ciudades de Yalova, Gölcük (zona epicentral), y otros pequeños poblados a lo largo de la costa del Mar de Marmara, pertenecientes a la provincia de Kocaeli (1.2 millones de habitantes), de la cual es capital Izmit. Igualmente, fue afectada de manera muy severa la ciudad de Adapazarı, capital de Sakarya, ubicada al Este del lago Sapanca (Figura 1). El sismo afectó principalmente poblaciones de una amplia zona industrial y turística de Turquía, localizadas a lo largo de la traza de la Falla Norte de Anatolia y algunos casos de colapsos puntuales se presentaron en otras poblaciones más distantes, como Estambul, aproximadamente a 90 km de la zona epicentral.

El terremoto fue registrado por la red del observatorio sismológico de Kandilli y por otras redes a nivel mundial. La red NEIC del USGS le asignó a este terremoto una magnitud 7.8 M_s y 6.3 M_b . Un número importante de réplicas se presentaron causando el colapso de un número significativo de edificaciones que habían quedado debilitadas por la acción del sismo principal.

1.2 Sismología y tectónica

El epicentro del terremoto ha sido localizado a 11 km al Sureste de Izmit, a una profundidad de 17 km. Esta localización indica que el terremoto ocurrió en uno de los segmentos de la Falla Norte de Anatolia; uno de los sistemas de fallamiento de rumbo lateral derecho más estudiados y bien entendidos a nivel mundial en la actualidad. Se estima preliminarmente, por observaciones de campo de la traza de la falla en superficie, que la longitud de ruptura es aproximadamente de 110 km, con un desplazamiento horizontal entre 2 y 3 m, lateral derecho, y vertical que alcanza en algunos sitios entre 3 y 4 m. Esta ruptura, llena una brecha o silencio sísmico pronosticado por la clara migración progresiva de sismos de Este a Oeste a lo largo del sistema de fallamiento desde 1939, R. S. Stein et al (1997), con once sismos con magnitudes mayores o iguales a 6.7.

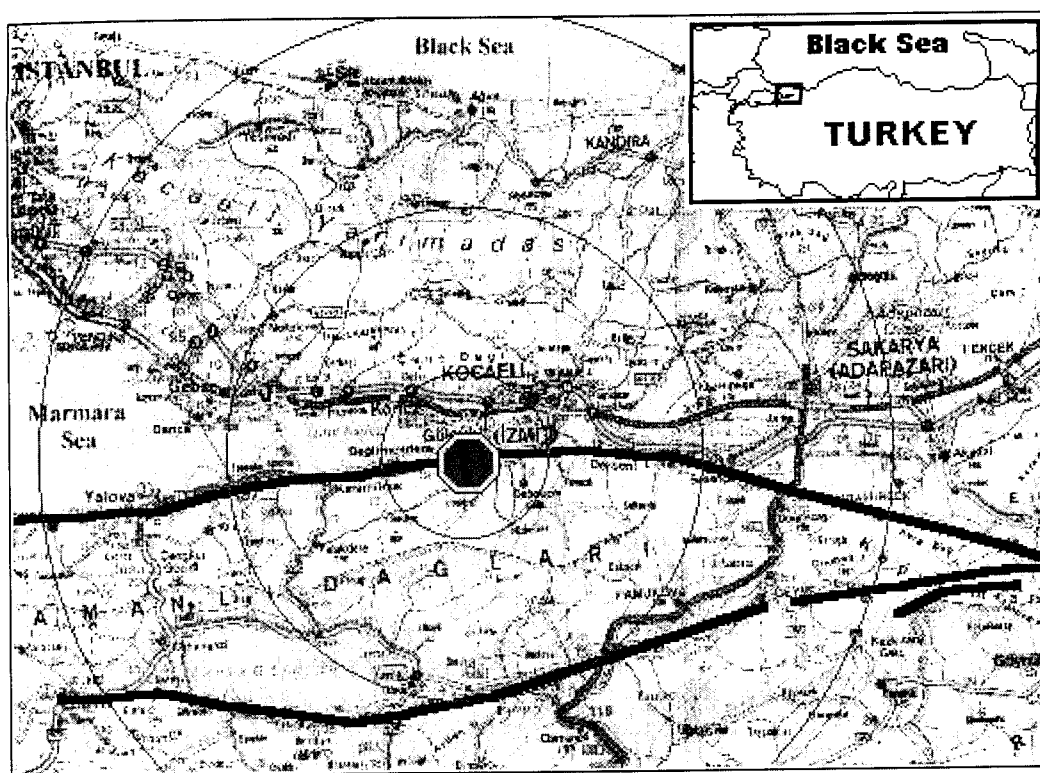


Figura 1. Localización de epicentro y alineamiento de la Falla Norte de Anatolia

Los terremotos sobre la Falla Norte de Anatolia son causados por el movimiento hacia el Norte de la Placa de Arabia contra la Placa Euroasiática, deslizando la microplaca de Turquía hacia el Oeste. Desde el punto de vista sismológico, el evento tuvo una magnitud significativa que permite a grandes distancias lograr registros telesísmicos adecuados para estudiar de manera confiable la directividad, la longitud de ruptura y otros parámetros característicos que seguro serán publicados próximamente. La propagación de réplicas indica por su ubicación que la ruptura de la falla va desde el Oeste de Yalova hasta el Este de Adapazari. El sismo principal se sintió también en ciudades fuera de la línea de falla, por ejemplo en Ankara a 320 km. Sin embargo, con excepción de algunos daños puntuales reportados en varias de estas poblaciones, tales como Izmit, Bursa, Düzce, Iznik, Avcılar, aparentemente debido a una atenuación relativamente alta, el sismo podría decirse que solo afectó de manera significativa una franja de no más de 30 km a cada lado del alineamiento de falla.

1.3 Registros de aceleración

Si se tiene en cuenta que la extensión de la ruptura de la falla y que la magnitud del sismo fueron significativas, las aceleraciones registradas durante el terremoto podrían considerarse sorprendentemente bajas, pues no alcanzaron los 300 gal en roca o suelo duro. Sin embargo, es importante anotar que excepto Estambul, en las diferentes poblaciones afectadas solo se contó con una estación acelerográfica. Por lo tanto no se pueden descartar aceleraciones más severas en sitios específicos debido a condiciones de sitio particulares, que hubiesen podido licuar el suelo, como en Adapazari (407 gal), o amplificar el sismo notablemente (Figura 2). En algunas estaciones como las localizadas en Yarimca (322 gal) (Figura 3) y Düzce (374 gal), se evidencia ron efectos de campo cercano y directividad que caracterizan un evento como el descrito.

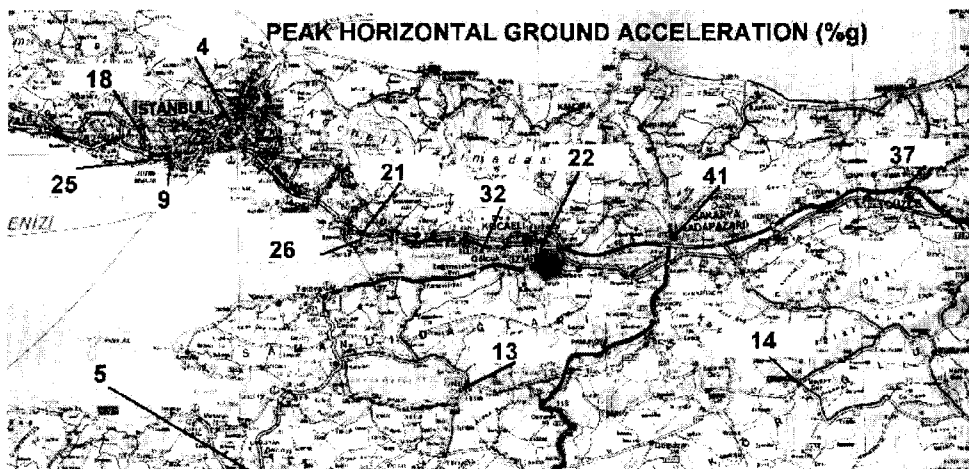


Figura 2. Valores de aceleración en %g registrados en la zona afectada.

Es importante considerar que el contenido frecuencial del sismo pudo haber tenido una influencia importante en la respuesta de las estructuras cuyos períodos de vibración se encontraban entre 0.5 y 1.0 seg, lo que explicaría en parte la concentración de daños y colapsos de edificaciones de cuatro a ocho pisos, que son la mayoría en la zona afectada (Figuras 3 y 4). Esto también explicaría porqué edificaciones rígidas de uno y dos pisos, de períodos de vibración menor, no se afectaron de la misma forma. Este hecho sorprende, dado que un número importante de edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo o de adobe de tierra con refuerzos de madera no sufrieron daño.

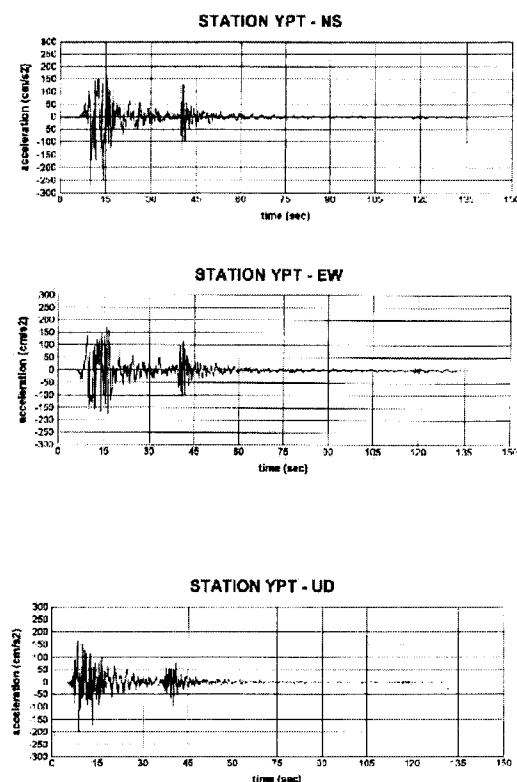


Figura 3. Registros de aceleración horizontal y vertical en la Estación Yarimca.

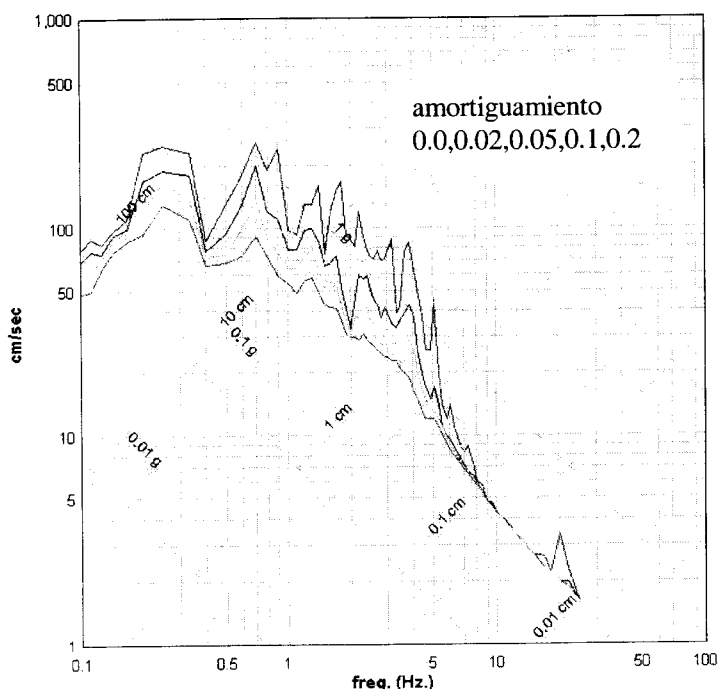


Figura 4. Espectro de respuesta para el registro de aceleración en Yarmica.

Por tratarse de un sismo de campo cercano para edificaciones ubicadas cerca de la zona epicentral, la directividad y la energía sísmica aparentemente contribuyeron de forma severa a que las edificaciones de cuatro o más pisos fallaran de manera frágil a nivel del primer piso. Una muy alta demanda de energía inelástica, que no fue posible atender por parte de las estructuras, explicaría porqué muchas edificaciones colapsaron perdiendo su primera planta y en algunos casos la segunda, sin presentar mayores daños en los pisos superiores.

1.4 Efectos de sitio

El caso más evidente de efectos locales de carácter geotécnico, fue la licuefacción de suelos. En Adapazari una extensa área de la zona urbana se licuó por la acción del sismo, causando el hundimiento de no menos de 50 cm en promedio de cientos de edificios (Foto 1). Muchos de ellos se inclinaron debido a asentamientos diferenciales e incluso hubo un amplio número de casos de vuelco de edificaciones cuya cimentación era una losa relativamente superficial (Foto 2). Las tuberías de agua se rompieron debido a que las calles no se hundieron igualmente y por esta razón los primeros pisos se inundaron con aguas de las redes. Este fenómeno se presentó en forma generalizada en Adapazari debido a que la ciudad se encuentra sobre suelos de depósitos aluviales arenosos sueltos y saturados hasta profundidades de 5 m, donde el nivel freático se encuentra muy superficial, entre 1 y 3 m, por la cercanía de dos ríos y el Lago Sapanca. Estos suelos, en ocasiones se encontraban sobre otros suelos de grava y arena más densos o debajo de llenos artificiales de poco espesor, A. Erken (1999).

También se reportaron casos de licuefacción en Izmit y Yalova, cerca a la línea de costa, donde se presentaron hundimientos, inclinaciones y colapsos de edificaciones. En estas localidades, los suelos arenosos sueltos se encontraban subyaciendo depósitos delgados de arcilla, e igualmente la tabla de agua se encontraba aproximadamente a 1 m de profundidad.

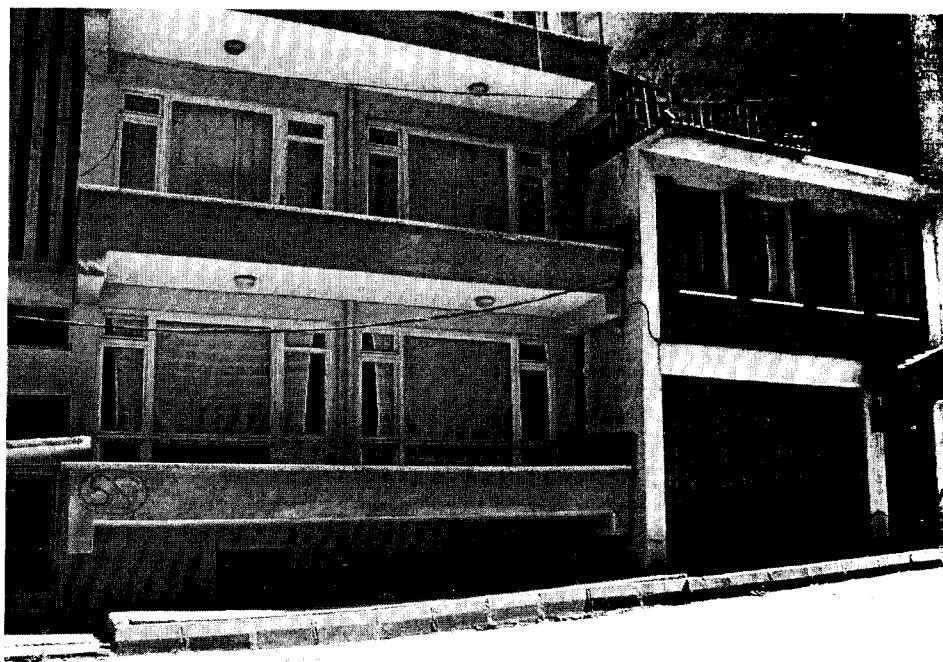


Foto 1. Edificio hundido cerca de 50 cm en Adapazari por licuefacción del suelo.



Foto 2. Edificio volcado por licuefacción del suelo y aceleración intensa en Adapazari.

Otros efectos de sitio, tales como amplificación por suelo blando y amplificación topográfica, parecen evidentes en lugares como Avcılar, cerca a Estambul, y Düzce, donde las aceleraciones registradas así lo indican. Sin embargo, el desconocimiento de los tipos de suelos en la mayor parte de la zona afectada y la falta de registros acelerográficos no permiten deducir con certeza que tan generalizada pudo ser la amplificación sísmica. Queda la duda, no obstante, si muchos casos de colapso, un tanto incomprensibles, en muchos casos se pudieran explicar por condiciones de sitio desfavorables que pudieron amplificar notablemente el movimiento.

La expresión en superficie de la ruptura de la falla causó un número notable de colapsos y daños debido a las deformaciones excesivas el suelo tanto en el sentido horizontal como vertical (Foto 3). En su mayoría, los edificios que fueron cruzados por la traza o que se encontraban muy cerca a ella se afectaron gravemente o colapsaron (Fotos 4 y 5).



Foto 3. Traza en superficie de la falla de rumbo lateral derecho, USGS.

1.5 Sismicidad y amenaza sísmica

Esta zona ha sido afectada frecuentemente por terremotos que han causado daños. Existen registros históricos bien documentados de diez y ocho sismos que desde el año 29 DC han afectado de manera significativa la zona, de los cuales hay descripciones detalladas de sus efectos. Durante el presente siglo, se recuerdan los sismos del 26 de mayo de 1957 y 22 de julio de 1967 que afectaron específicamente la misma zona afectada por el terremoto del 17 de agosto de 1999. Otros eventos que han ocurrido en las vecindades son el del 20 de junio de 1943 (Ms 6.4) al Este de Adapazarı, en Hendek, y del 18 de septiembre de 1963 (Ms 6.4) en Yalova.

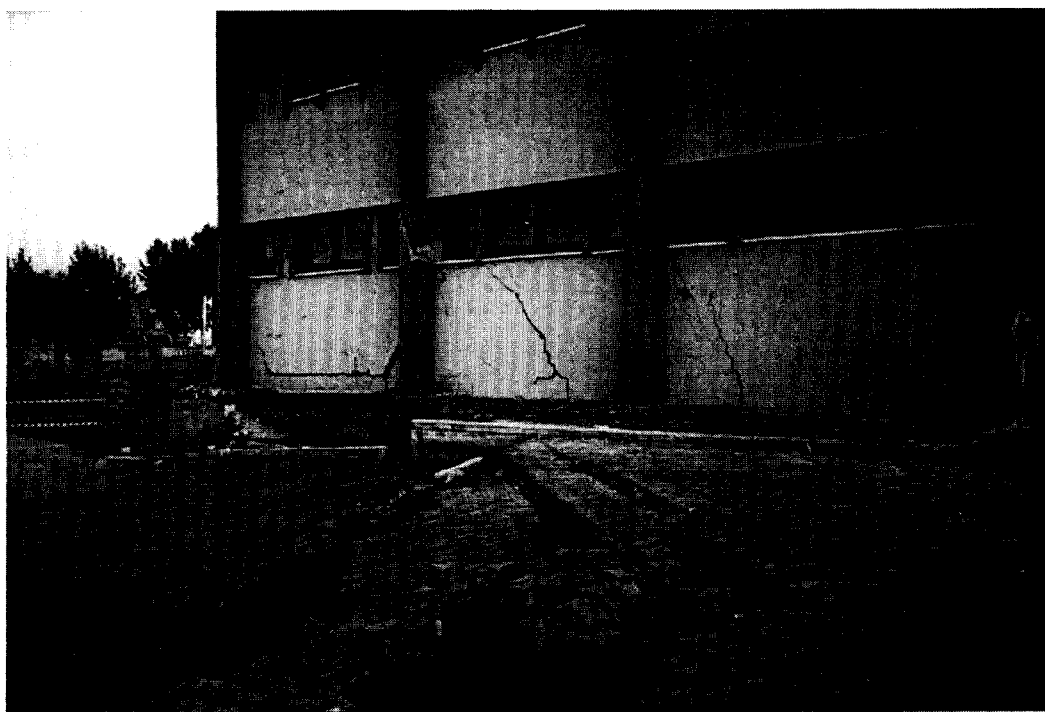


Foto 4. Polideportivo en Gölcük, atravesado por la traza de la falla.

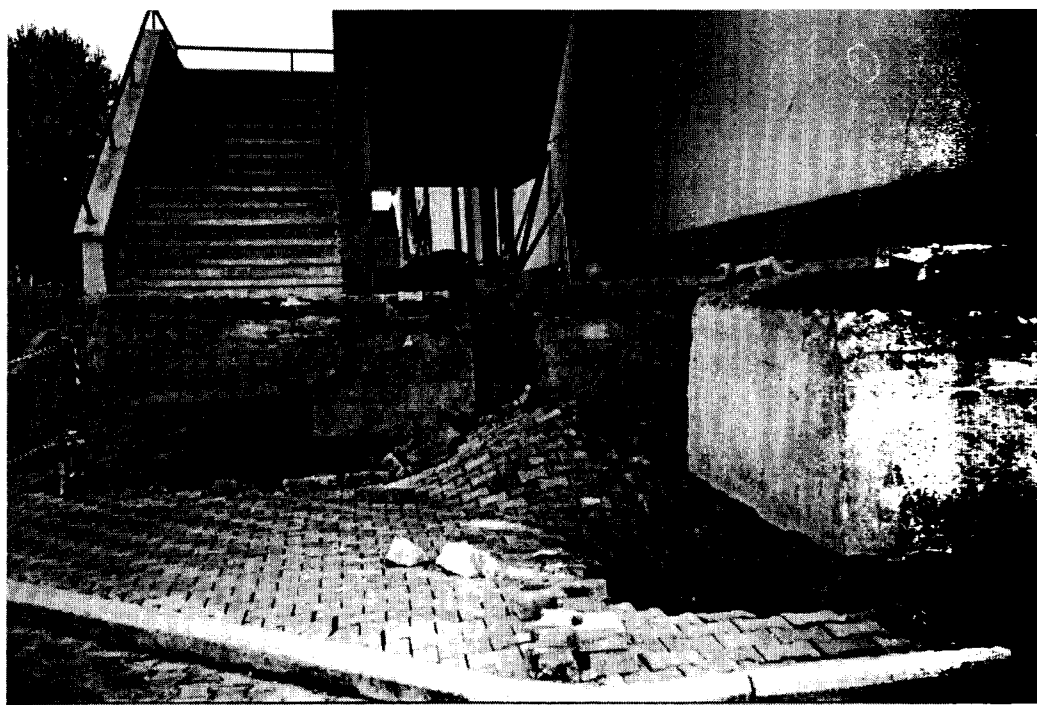


Foto 5. Cimentación del polideportivo elevada por subsidencia del suelo.

Desde los años 70 se han realizado para Turquía un amplio número de estudios de amenaza o peligrosidad sísmica, que hace esta una de las zonas del mundo más estudiadas. Considerando catálogos sísmicos completos, antes de 1963 para $M > 5.5$ y después de 1963 para $M > 4$, los estudios más recientes, M.Erdik, et al (1999), que tienen en cuenta leyes de atenuación cada vez más precisas, indican que la zona donde ocurrió el sismo tiene aceleraciones pico del suelo del orden de $0.5g$ con un 10% de excedencia en 50 años (Figura 5). Para efectos de diseño sismorresistente, esta zona se encuentra en la Zona 1 ($0.4g$) de cuatro establecidas, en la cual las exigencias del código de construcciones son las más rigurosas, Ministry of Public Works and Settlement of Turkey (1999).

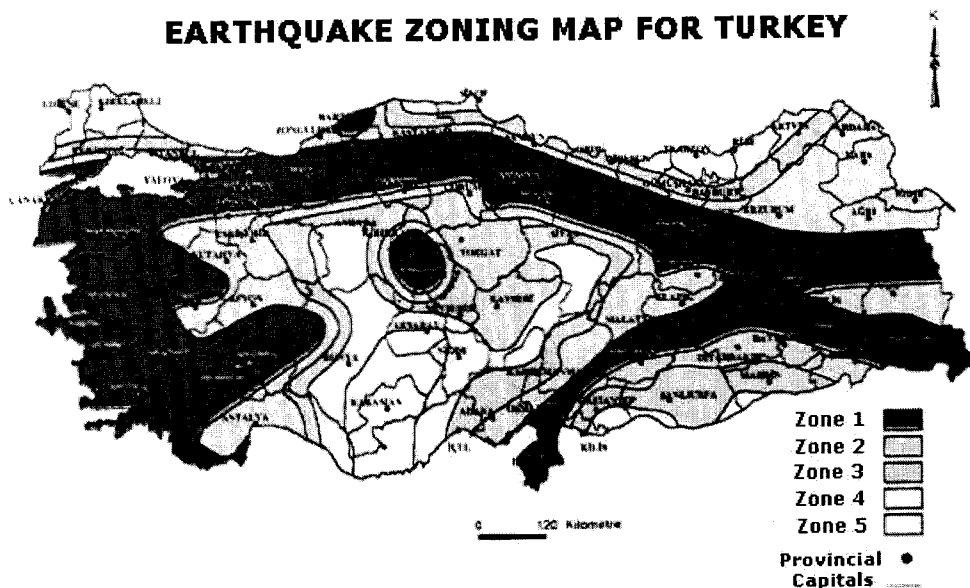


Figura 5. Mapa de zonificación sísmica de Turquía para aplicación del código.

2 EFECTOS DEL TERREMOTO

2.1 Daños en edificaciones

Los daños se concentraron en su mayoría en edificaciones relativamente modernas, construidas en los últimos veinte años. El desarrollo de la región en ese período ha sido muy notable debido a la política de industrialización y estímulo al turismo, lo que se ha traducido en un crecimiento muy importante de la población y la construcción acelerada de edificaciones que se caracterizan en su mayoría por ser estructuras aporricadas de concreto reforzado de 4 y 5 pisos y en algunos casos hasta de 8 pisos, a lo largo de la costa del Mar de Marmara y en las cercanías del Lago Sapanca (Fotos 6 y 7).

Curiosamente, a diferencia de otras zonas del mundo, no existe en el área afectada por el terremoto un uso extensivo de edificaciones de mampostería no reforzada de ladrillo o adobe, dado que el poblamiento de la zona es muy reciente. Las muy pocas edificaciones de mampostería no reforzada que se encontraron, sorprendentemente, no presentaron daños o fueron menores. A continuación se examinan las principales causas de los daños en los edificios.



Foto 6. Vista de edificios de varios pisos colapsados en la zona afectada.



Foto 7. Edificios de varios pisos perdieron las primeras plantas.

2.1.1 Calidad de los materiales

Un amplio número de edificios se construyeron con materiales de muy mala calidad. El acero de refuerzo utilizado prácticamente en la totalidad de las estructuras era acero liso no dúctil de baja resistencia ($2,100 \text{ kg/cm}^2$), con una capacidad de elongación que posiblemente no alcanza a superar el 5%; valor muy por debajo del exigido como mínimo para el acero en zonas sísmicas, por las normas actualmente en diferentes partes del mundo (Foto 8). Este aspecto de especial importancia para garantizar el comportamiento dúctil y de alta capacidad de disipación de energía inelástica, fue el gran ausente en este terremoto, posiblemente debido a que la introducción del acero corrugado de alto porcentaje de elongación ha sido reciente. La falla frágil del acero fue posible identificarla en un amplio número de casos donde se podía ver sin dificultad el refuerzo expuesto de los elementos estructurales. Por otra parte, la corrosión del acero ha sido generalizada en la zona por la falta de recubrimiento debido a las dimensiones insuficientes de los mismos. Se pudo detectar no sólo en los edificios dañados sino en estructuras en obra negra en proceso de construcción, que el acero en ocasiones queda expuesto, sin recubrimiento de hormigón alguno, en una zona que ambientalmente por su contenido de salinidad no podría esperarse otra cosa que un acción corrosiva acelerada (Foto 9). También, es importante indicar que sólo se observaron varillas de diámetros menores, lo que es típico con aceros lisos y de baja resistencia (Foto 10).

A primera vista también fue posible detectar que la calidad del hormigón es bastante pobre. Sólo a principios de los años 80 se inició el uso de hormigón premezclado el cual se usa actual-



Foto 8. Nudo de viga-columna con acero liso insuficiente y de baja ductilidad.

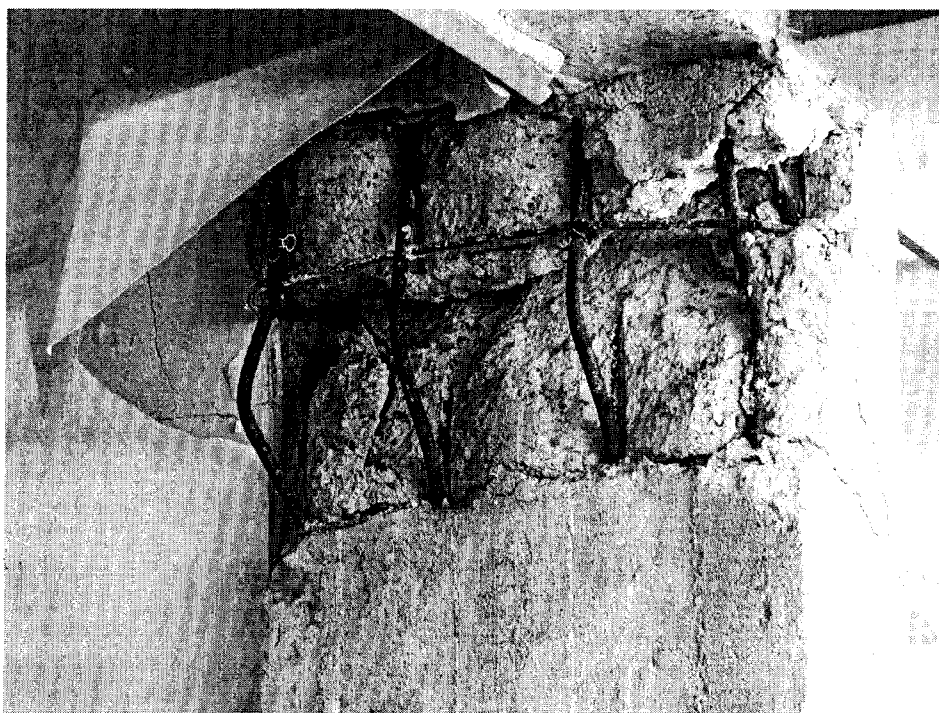


Foto 9. Columna fallada con poco acero trasversal y alta corrosión.



Foto 10. Falla de columna donde se puede apreciar poco acero de refuerzo.

mente en un 40% de las construcciones. Es decir, en la mayoría de los casos el hormigón se realiza en obra y su control de resistencia es muy deficiente. No sólo los valores de resistencia son bajos sino que su dispersión es muy alta. Infortunadamente, en muchas edificaciones en proceso de construcción se pudo comprobar que los elementos estructurales quedan mal vibrados y que el hormigón no alcanzaba a llegar a todos los sitios del encofrado; quedando así con zonas de mayor concentración de agregado y poco cemento. Esto posiblemente se debe a que las dimensiones de las columnas y las vigas son muy insuficientes y a que no se utilizan técnicas adecuadas para la vibración del hormigón una vez colocado (Foto 11 y 12).

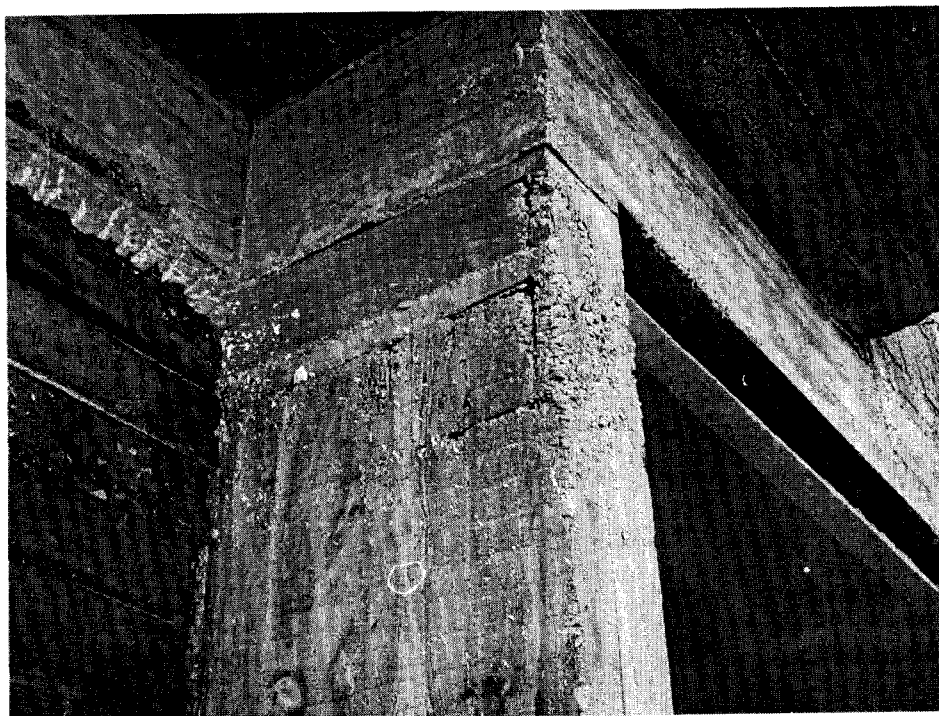


Foto 11. Estructura en construcción donde se detecta la falta de recubrimiento.

2.1.2 Control y supervisión

Se puede deducir que las edificaciones afectadas, en su mayoría, se han diseñado y construido sin un control de calidad adecuado y un debido seguimiento o supervisión de la obra. Existe un consenso en los especialistas locales que el control no ha sido el común denominador y que incluso es preocupante que las edificaciones se construyan con mano de obra muy deficiente en términos técnicos. Aparentemente, la posibilidad de poder cubrir con acabados arquitectónicos las estructuras que claramente dejan ver en obra negra que su construcción ha sido muy deficiente, se ha convertido en la alternativa poco ética de algunos profesionales para evitar demoliciones o reparaciones de elementos estructurales que en la construcción no han quedado adecuadamente. De acuerdo con las indagaciones realizadas, no se realiza ningún tipo de prueba de la resistencia del hormigón ni del acero ni se hacen otras pruebas clásicas o ensayos que se exigen en las normas o reglamentos de construcción en relación con la supervisión técnica.



Foto 12. Estructura en construcción donde se aprecia la falta de vibrado del hormigón.

2.1.3 Configuración estructural

Las edificaciones afectadas por el terremoto en su mayoría no cumplían con el código de construcción sismorresistente. Turquía ha tenido un código de construcciones sismorresistentes desde 1940, que se ha actualizado técnicamente a lo largo de los años. La última actualización se realizó oficialmente en julio de 1998 por el Ministerio de Obras Públicas y Asentamientos Humanos, por lo tanto, no ha existido un descuido en cuanto mantenerse al día en materia de sismorresistencia. Sin embargo, es totalmente evidente que dicha normativa no se ha aplicado debidamente. Las disposiciones actuales como posiblemente las anteriores indican, por ejemplo, que la dimensión mínima de una columna no puede ser menos de 25 cm y que el área mínima de la sección no debe ser inferior a 750 cm^2 , situación que no se cumple en ningún caso en las edificaciones construidas en la zona. Es común encontrar columnas en los cuales el ancho de la sección rectangular tiene 15 cm o en el mejor de los casos 20 cm, posiblemente con el fin de que las columnas queden de un espesor similar al de las paredes o tabiques divisorios (Foto 13).

Esta circunstancia indica que las columnas son excesivamente esbeltas, más si es común encontrar que la primera planta de los edificios frecuentemente es de mayor altura que las demás, posiblemente con el fin de promover su uso para comercio. Ahora bien, el otro lado o cara de la sección en las columnas usualmente es de 40 cm o 50 cm, lo que da una apariencia de notable rigidez, particularmente en edificaciones de dos y tres pisos, sin embargo la debilidad y esbeltez de la columna en la otra dirección ha contribuido notablemente a que muchas edificaciones fallaran por insuficiencia de rigidez. Este hecho lo agravó, en muchos casos, que los entrepisos fueran losas planas o placas aligeradas muy delgadas (Foto 13), lo que significó que contribuyeron a dar una mayor flexibilidad y por lo tanto mayor deformación o deriva ante cargas laterales, dado que no hubo una acción de pórtico resistente a momento. En consecuencia se puede afirmar que hubo innumerables casos de inestabilidad local o global por efecto P-Delta. También ha sido generalizado el uso de losas de concreto reforzado vaciadas en el sitio, de máximo 10 cm entre vigas y 5 cm en voladizos de balcones, con vigas en algunos casos relativamente altas de 40 cm, propensas al pandeo lateral debido a que el ancho de la sección no

superaba en ningún caso los 15 cm. El pandeo lateral se registró debido a la debilidad de la unión en los nudos con las columnas a las cuales las vigas llegaban en forma excéntrica frecuentemente (Fotos 14 y 15). Por otra parte, es importante destacar que en la mayoría de los casos, las columnas no conformaban con las vigas pórticos bien definidos en un plano, es decir que las vigas en ocasiones se apoyan sobre otras vigas y que las columnas no se encuentran alineadas. Aparentemente, estos aspectos parecen ser una práctica común que se ha replicado en la construcción informal a pesar de que el código de construcciones desestimula este tipo de prácticas, castigándolas como irregularidades de configuración para el análisis y diseño. Es importante mencionar que un número significativo de edificaciones les falló el primer piso por la ausencia de muros que evitaran la acción del efecto de piso débil o blando y en muchos casos por la pérdida de muros usualmente contruidos sin conexión alguna a la estructura y con ladrillo de perforación horizontal que es altamente frágil o quebradizo.

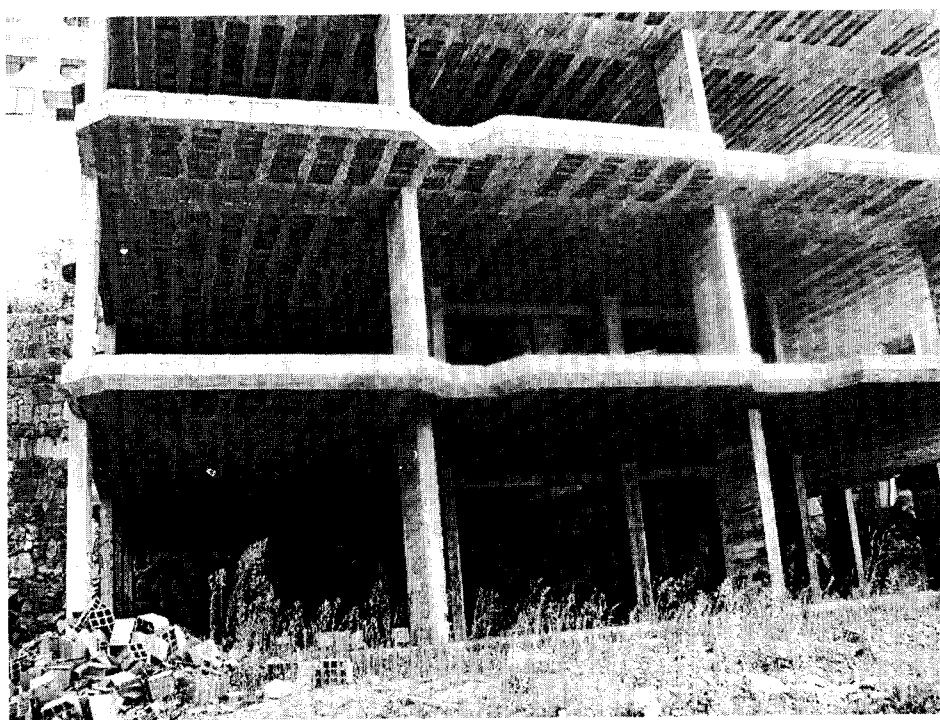


Foto 13. Elementos estructurales de dimensiones insuficientes.

Esta circunstancia indica que las columnas son excesivamente esbeltas, más si es común encontrar que la primera planta de los edificios frecuentemente es de mayor altura que las demás, posiblemente con el fin de promover su uso para comercio. Ahora bien, el otro lado o cara de la sección en las columnas usualmente es de 40 cm o 50 cm, lo que da una apariencia de notable rigidez, particularmente en edificaciones de dos y tres pisos, sin embargo la debilidad y esbeltez de la columna en la otra dirección ha contribuido notablemente a que muchas edificaciones fallaran por insuficiencia de rigidez. Este hecho lo agravó, en muchos casos, que los entrepisos fueran losas planas o placas aligeradas muy delgadas (Foto 13), lo que significó que contribuyeron a dar una mayor flexibilidad y por lo tanto mayor deformación o deriva ante cargas laterales, dado que no hubo una acción de pórtico resistente a momento. En consecuencia se puede firmar que hubo innumerables casos de inestabilidad local o global por efecto P-Delta.

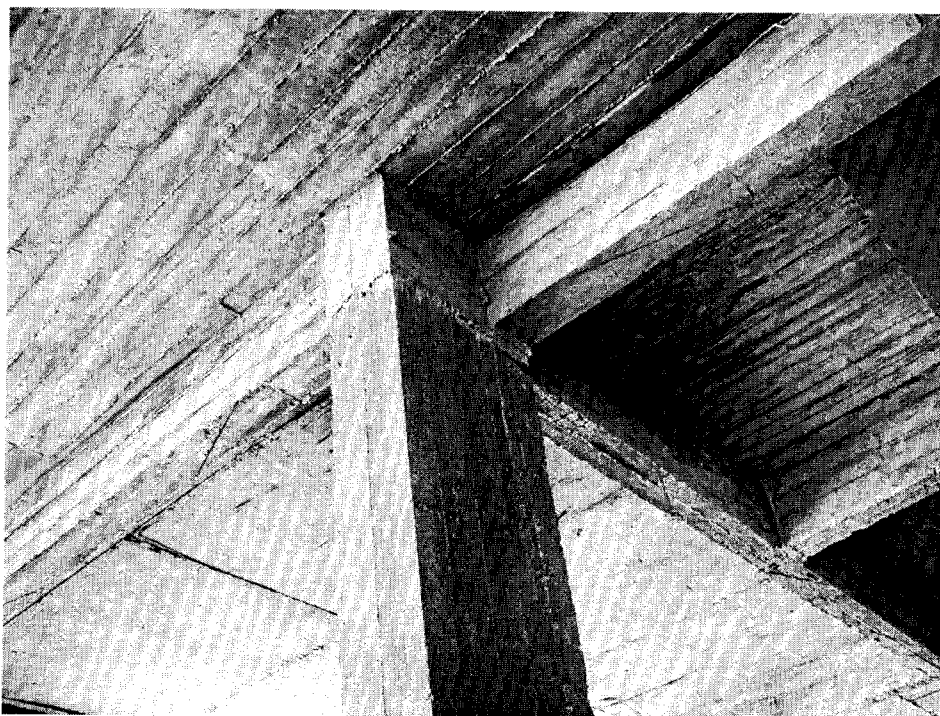


Foto 14. Vigas excéntricas llegando a una columna y deficiencias de configuración.



Foto 15. Mala configuración estructural de entramados que forman pórticos.

También ha sido generalizado el uso de losas de concreto reforzado vaciadas en el sitio, de máximo 10 cm entre vigas y 5 cm en voladizos de balcones, con vigas en algunos casos relativamente altas de 40 cm, propensas al pandeo lateral debido a que el ancho de la sección no superaba en ningún caso los 15 cm. El pandeo lateral se registró debido a la debilidad de la unión en los nudos con las columnas a las cuales las vigas llegaban en forma excéntrica frecuentemente (Fotos 14 y 15). Por otra parte, es importante destacar que en la mayoría de los casos, las columnas no conformaban con las vigas pórticos bien definidos en un plano, es decir que las vigas en ocasiones se apoyan sobre otras vigas y que las columnas no se encuentran alineadas. Aparentemente, estos aspectos parecen ser una práctica común que se ha replicado en la construcción informal a pesar de que el código de construcciones desestimula este tipo de prácticas, castigándolas como irregularidades de configuración para el análisis y diseño. Es importante mencionar que un número significativo de edificaciones les falló el primer piso por la ausencia de muros que evitaran la acción del efecto de piso débil o blando y en muchos casos por la pérdida de muros usualmente construidos sin conexión alguna a la estructura y con ladrillo de perforación horizontal que es altamente frágil o quebradizo.

Aunque se podría decir que algunos edificios podrían ser pórticos con tabiques de ladrillo, o incluso de mampostería de ladrillo confinada, debido a la disposición arquitectónica de las columnas, en muchos casos, los muros en la periferia del edificio no quedan confinados por los pórticos, lo que significa que las paredes o tabiques no solamente pueden caerse fácilmente sino que no contribuyen a aportar rigidez a la estructura (Foto 16). Una práctica muy perjudicial, aparentemente promovida por las autoridades políticas y sin ningún control, ha sido el construir formal o informalmente nuevos pisos superiores sobre estructuras existentes, lo que cambia obviamente el comportamiento de la estructura original que desde su inicio, podría decirse, es deficiente para atender las solicitaciones de las cargas laterales causadas por sismos. También, en el caso de estructuras prefabricadas de concreto reforzado, usualmente construidas para naves industriales, se pudo detectar graves deficiencias en las conexiones. La falta de un diafragma a nivel de la cubierta facilitó que estas edificaciones cuando no contaban con arriostramientos laterales, tales como muros, colapsaran fácilmente.



Foto 16. Mampostería de ladrillo hueco sin conexión adecuada en la periferia.

2.1.4 *Disipación de energía*

El desconocimiento o no la aplicación del código de construcciones es aun más evidente en la falta de un adecuado detallado del refuerzo. La insuficiencia del acero y su colocación descuidada en las columnas, vigas y nudos de las estructuras son sin duda la causa de la falla frágil y súbito generalizado en las edificaciones afectadas. La mayoría de los colapsos parciales o totales se debieron a un pésimo comportamiento de las estructuras que no tuvieron un comportamiento dúctil que les permitiera disipar energía inelástica. La falta de acero transversal en vigas y columnas ha sido la constante en este tipo de edificaciones, donde por falta de confinamiento cerca de los nudos no fue posible que se desarrollara una capacidad en términos de resistencia y disipación de energía ante las solicitaciones sísmicas. Los flejes o estribos eran insuficientes y usualmente se encontraban muy separados (Fotos 17 y 18). El gancho no doblaba a 135° sino a 90° lo que facilitó que los aros se abrieran y el acero longitudinal se pandeara. De igual forma, se puede afirmar que el acero longitudinal en su mayoría fue insuficiente si se tiene en cuenta que en muchas edificaciones es acero liso de baja resistencia. Errores de despiezo se encontraron en muchas estructuras, en las cuales no se logró un adecuado desarrollo del refuerzo por falta de anclaje y adherencia (Foto 19).

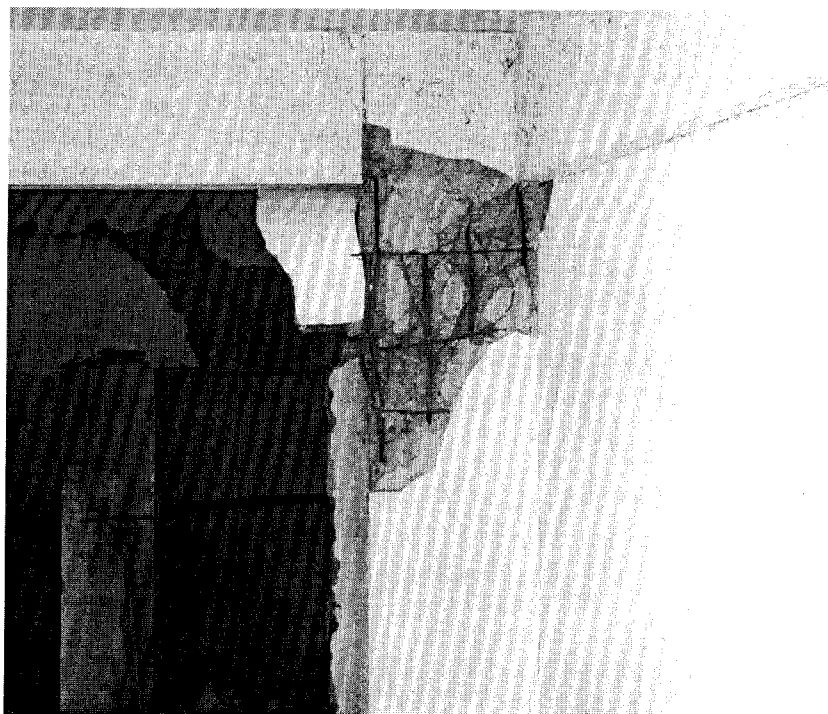


Foto 17. Columna con poco confinamiento de acero transversal.

Uno de los aspectos de mayor incidencia en la falla frágil y súbita de las edificaciones ha sido la colocación precaria del acero en los nudos y la deficiencia de los mismos por su debilidad inherente, debido a la excentricidad de las vigas en su conexión con las columnas y por la falta de dimensiones adecuadas de los elementos estructurales (Fotos 20, 21, 22 y 23). En general, puede afirmarse que no hubo la capacidad de deformación sin falla y que las estructuras fallaron súbitamente sin disipar energía inelástica. Por esta razón, se presentó una situación poco usual después de la ocurrencia de un sismo: las edificaciones en su mayoría presentaron daños severos, que se traducen en muchos casos en un colapso, o no presentaron daños estructurales. Sólo en muy pocos casos se encontraron daños graves, moderados o leves, típicos de una respuesta

estructural con alguna capacidad de disipación de energía. La mayoría de las edificaciones que sobrevivieron probablemente no excedieron el límite elástico de los materiales, lo que permite inferir que en muchos lugares las aceleraciones no fueron muy fuertes, tal como lo confirman los registros.



Foto 18. La falta de acero transversal genera fallas frágiles por cortante.

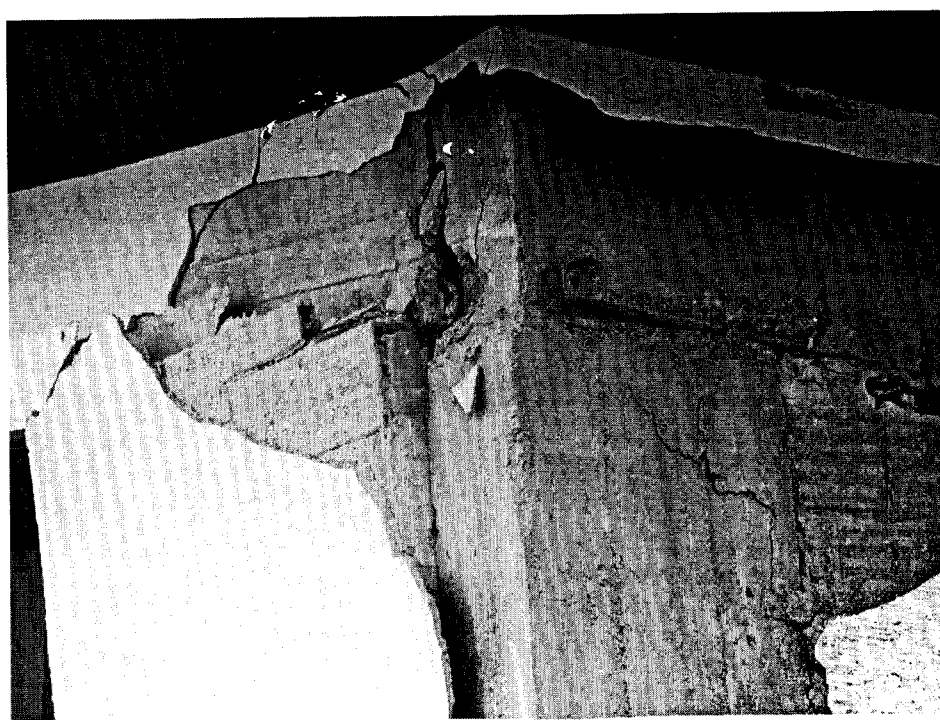


Foto 19. Deficiente detallado del refuerzo, falta de anclaje y de adherencia.

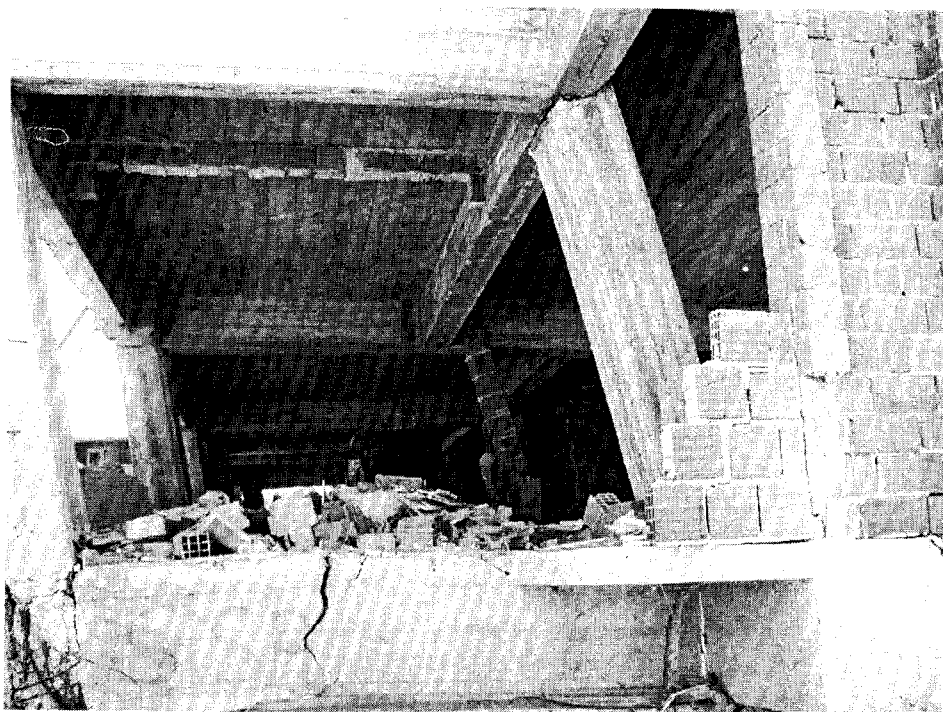


Foto 20. Edificio en construcción con rótulas plásticas y mecanismos de colapso.

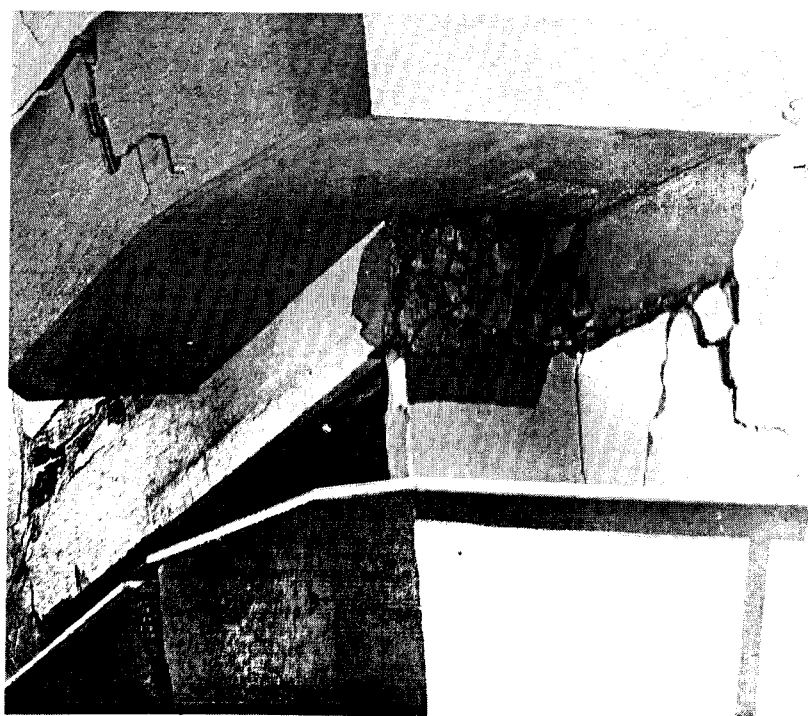


Foto 21. Degradación de un nudo de viga-columna y articulación de la estructura.



Foto 22. Falla frágil y súbita de nudo por falta de dimensiones adecuadas.



Foto 23. Edificio articulado en primera planta por mecanismo de rótulas plásticas.

Es importante mencionar, no obstante, que en lugares cercanos a la zona epicentral donde el terremoto en términos de ingeniería podría considerarse de campo cercano, la directividad y el carácter impulsivo el sismo también contribuyeron a que no se alcanzara a desarrollar un

mecanismo de disipación de energía, incluso en edificaciones competentes. El diagrama de radiación del sismo indica que las dos componentes de aceleración horizontal registradas coinciden en ser las más fuertes aproximadamente en el mismo instante, lo que significa un fuerte impacto sobre las edificaciones que impide desarrollar ciclos de histerésis resultado de la acción alternada de esfuerzos debido a la vibración u oscilación de la estructura (Figura 6).

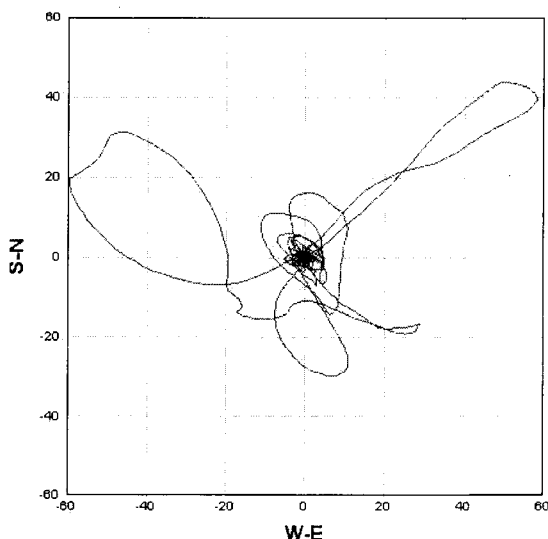


Figura 6. Ilustración de la simultaneidad de las componentes sísmicas horizontales.
Estación YPT, terremoto de Kocaeli, 17.08.1999.

2.1.5 *Informalidad de la construcción*

A pesar de contar con una norma sismorresistente idónea, su desconocimiento, la falta de control y en algunos de ética profesional han contribuido significativamente a que las edificaciones sean altamente vulnerables. Tal como se mencionó antes, por emulación en la zona se han construido un número muy amplio de edificaciones sin la participación de ingenieros y arquitectos conocedores del código y de los requisitos en general de comportamiento sismorresistente. Estas edificaciones que a primera vista se les ve con una adecuada rigidez, usualmente sólo la tienen en una dirección, siendo muy insuficiente en la otra, dado que las columnas son muy delgadas y esbeltas. Sin duda la práctica de la construcción informal de edificaciones de concreto reforzado no ha sido buena. Lamentablemente, la informalidad en la construcción en esta zona se ha fomentado incluso por políticas que han promovido la construcción de varios pisos adicionales sobre las edificaciones existentes. Este aspecto seguramente contribuyó al mal comportamiento de muchas de ellas.

No deja de ser asombroso, sin embargo, que edificaciones antiguas de mampostería no reforzada de ladrillo, adobe y madera, incluso mesquitas y sus esbeltos minaretes no presentaran daños severos. Algunas de ellas se le ve en muy buen estado. Adicionalmente, es posiblemente que el contenido frecuencial del sismo las haya favorecido. Algunos espectros de respuesta indican que la aceleración en edificaciones con períodos entre 0.4 y 0.7s pudo llegar a ser del orden del 0.7g, lo cual podría explicar la concentración de daños en el rango de las edificaciones de concreto reforzado afectadas por el terremoto.

Una de las preocupaciones mayores a nivel técnico es la falta de una certificación de idoneidad profesional para el ejercicio en el campo del análisis y diseño estructural y la geotécnica. Dada la proliferación de facultades de ingeniería algunos creen que el nivel de los

profesionales ha bajado notablemente en los últimos años y que la experiencia de los diseñadores y constructores no es suficiente para emprender proyectos con la debida seguridad y confiabilidad. Seguramente este problema tendrá que ser considerado en conjunto con la necesidad de lograr un mayor control y vigilancia no solamente de la idoneidad de quién diseña o construye, sino también si quién construye es un profesional o no.

2.1.6 Planificación urbana

La no consideración de los peligros naturales en el ordenamiento territorial y la planeación de los usos del suelo urbano ha sido también un aspecto que ha contribuido notablemente a extensión de los daños. La construcción sobre suelos licuables y sobre trazas de la falla en superficie es una circunstancia que se podría evitar o desestimular, sin embargo no ha sido debidamente considerada como un determinante del desarrollo urbano. En este desastre fue evidente que no es posible evitar los daños en las edificaciones cuando éstas son afectadas por deformaciones excesivas del suelo. La licuefacción del suelo afectó áreas urbanas extensas y la expresión en superficie de la falla causó el colapso de innumerables edificaciones. Algunos consideran que el proceso de descentralización administrativa ha causado que la planificación regional que antes hacía el gobierno central con recursos humanos idóneos, se realice deficientemente o sencillamente no se realice. Dado que crecimiento de la población y la construcción de edificaciones ha sido muy acelerada en los últimos años en la zona, se podría deducir que incluso para el gobierno central hubiese sido muy difícil controlar el asentamiento humano en lugares inadecuados, más si se sabe que existen fuerzas económicas y sociales relacionadas con la tenencia de la tierra que no son fáciles de neutralizar. Se espera que esta experiencia sirva para que se reoriente el desarrollo urbano y se tengan en cuenta los efectos sísmicos colaterales antes mencionados en la planificación de los futuros programas de reconstrucción.

2.2 Daños en la industria

La zona afectada por el terremoto se caracteriza por su rápido desarrollo industrial en los últimos años. Allí se encuentran plantas petroquímicas, ensambladoras de automoviles, fabricas de papel, plantas de producción de acero, cemento, etc. La industria petroquímica de la zona del Mar de Marmara fue la más afectada por el terremoto. Se presentaron incendios en la refinería Tupras en Korfez que duraron vario días, en las afueras de Izmit. Daños importantes se registraron en instalaciones, torres, gruas y tanques que fallaron por a acción sísmica. Los costos de los daños en el sector se estiman en US\$ 2,000 millones (2 billones) de dólares, que en su mayor parte se encontraban asegurados. Los daños en la industria, tanto estructurales como no-estructurales seguramente serán objeto de estudios especiales debido a las implicaciones de lucro cesante que significan, particularmente debido a que las aceleraciones no fueron muy fuertes.

2.3 Daños en líneas vitales

Los servicios públicos en la mayoría de las poblaciones del área fueron gravemente afectados. Un mes y medio después del sismo aun permanecen algunos sitios sin agua potable, sin energía y teléfonos en la zona por daños locales. La central de 380 kV de Adapazari quedo fuera de servicio pero pocos días después del evento se puso en funcionamiento de nuevo. Debido a la licuefacción del suelo las tuberías de agua se rompieron y cambiaron de pendiente en sitios como Adapazari. En relación con las vías, el paso estuvo restringido sólo por pocos días mientras se llevaron a cabo las reparaciones respectivas. El movimiento de la falla causó la interrupción del tráfico de vehículos en varias vías, particularmente en Arifiye en donde colapsaron dos puentes por pérdida de apoyo del tablero sobre los estribos y la traza de la falla rompió la calzada en varios sitios (Foto 24).



Foto 24. Trazo de la falla deformando el suelo excesivamente de una vía vehicular.

Igualmente, el tráfico ferroviario se afectó notablemente por el daño de los rieles. Varios puertos sobre el Golfo de Izmit se afectaron por licuefacción o por la deformación excesiva del suelo causado por la falla; el más importante de los puertos afectados fue la Base Naval en Gölcük. Algunos lugares de la costa bajaron varios metros razón por la cual algunas calles, parques y muelles de embarcaciones menores se hundieron y fueron inundados por el mar.

2.4 Impacto social y económico

De acuerdo con la información oficial del General Directorate of Disaster Affairs Earthquake Research Department of Turkey, las cifras de pérdidas indican que 15,135 personas perdieron la vida, pero se desconoce el número de desaparecidos que se estima puede ser una cifra del mismo orden de magnitud. Se atendieron 24,000 heridos en los hospitales. El número de afectados se calcula en 600,000, que perdieron su vivienda y sus espacios de trabajo. El terremoto causó daños moderados, graves y pérdida total a cerca de 120,000 unidades de vivienda que no son reparables, de las cuales 50,000 sufrieron daños graves o colapsaron. Se estima que 2,000 edificios colapsaron y 4,000 sufrieron daños severos lo que puede estimarse que significa una pérdida económica directa de aproximadamente US\$ 5,000 millones de dólares (US\$ 5 billones). Los daños en la industria se estiman del orden de US\$ 2,000 millones de dólares. Los daños en vías y puertos se calculan en US\$ 1,400 millones de dólares y en general se estima que incluyendo otras pérdidas de carácter socioeconómico, las pérdidas pueden sumar US\$ 16,000 millones de dólares, lo que significa un impacto total del sismo del orden del 7% del PIB del país. Este terremoto afectó gravemente una de las zonas más prosperas de Turquía, de notable desarrollo industrial en los últimos veinte años y con un importante desarrollo turístico que se tradujo en una notable actividad de la construcción de edificaciones en los últimos años. Aun cuando los daños en la industria se encuentran aparentemente cubiertos en su totalidad, de las edificaciones afectadas, se estima que sólo 8% estaban cubiertas por seguros.

Este evento compromete de manera severa el desarrollo económico y social de Turquía, que en los últimos años ha realizado esfuerzos para lograr pasar a la categoría de

países desarrollados. Infortunadamente, el impacto en la industria y el proceso de reconstrucción implicarán probablemente gastos que cambiarán las políticas y programas de gobierno y su nivel de endeudamiento, lo que se traduce en empobrecimiento, retraso por varios años y un obstáculo más para lograr entrar en el primer mundo.

3 ENSEÑANZAS

Del desastre de Kocaeli en Turquía, quedan varias enseñanzas importantes para la ingeniería sísmica y la prevención de desastres:

- Se demostró de nuevo el peligro que representa para una región o un país el contar con un inventario de edificaciones que no cumplen con requisitos mínimos de simorresistencia. Las edificaciones afectadas por este terremoto en su mayoría han sido estructuras de concreto reforzado con elementos estructurales de dimensiones deficientes, mala calidad del hormigón e insuficiente acero de refuerzo.
- Los principales daños en las estructuras se presentaron por esfuerzo cortante, debido al deficiente detallado del acero de refuerzo y la falta de acero transversal y de confinamiento del hormigón en los elementos estructurales. Las fallas fueron de tipo frágil, lo que demostró una deficiente capacidad de disipación a absorción de energía inelástica.
- Una lección muy importante para otros lugares del mundo, es que es necesario más no es suficiente con tener un código de construcciones sismorresistentes actualizado de acuerdo con el estado del conocimiento. Debe existir además un control y supervisión que garantice que la normativa se aplica correctamente.
- Se ratificó la necesidad de tener en cuenta los fenómenos sísmicos colaterales, como la licuefacción del suelo y las zonas de ruptura de fallas geológicas, en los planes de ordenamiento urbano y reglamentación de usos del suelo, con el fin de evitar que estas zonas sean urbanizadas.
- Una vez más, se ratificó la importancia de contar, a nivel de las ciudades, con programas interinstitucionales de mitigación de riesgos que involucren aspectos técnicos y científicos, de planificación y desarrollo, de educación e información pública y de preparación para atender emergencias y desastres.

Muchas regiones y países del mundo tienen situaciones similares. Edificaciones con las mismas características que las hacen altamente vulnerables se han construido y se siguen construyendo en muchas ciudades del mundo. En esta ocasión le ha tocado a Turquía, pero probablemente en los próximos años esta situación se repetirá en diversos lugares. Infortunadamente, para que haya un desastre sísmico no sólo se requiere de que exista una alta amenaza o peligrosidad sísmica, sino una alta vulnerabilidad de las edificaciones, lo cual usualmente está asociado con el hecho de que la amenaza sísmica se considere poco importante.

4 AGRADECIMIENTOS

Este informe se realizó con base en la experiencia directa de visitar la zona de desastre entre el 20 y el 27 de octubre de 1999, visita financiada por la empresa Calidad Siderurgica de España..

Parte de la información aquí presentada ha sido facilitada por Istanbul Technical University, Civil Engineering Faculty, (<http://Mantle.geop.itu.edu.tr/>) Istanbul; Bogazici University, Kandilli Observatory (<http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthquake.htm>), Istanbul; General Directorate of Disaster Affairs, Earthquake Research Department, (<http://www.deprem.gov.tr/>); Turkey, Earthquake Engineering Research Institute (<http://www.eeri.org>); United States Geological Survey (<http://groundmotion.cr.usgs.gov/izml/>); y The Southern California Earthquake Center (SCEC) (<http://www.scec.org/research/turkey.html>).

Especial reconocimiento se desea expresar a los profesores Esin Inan, Faruk Karadogan, Atilla M. Ansal, Ayfer Erken de Istanbul Technical University, a los profesores Mustafa Erdik y Ozal Yuzugullu de Bogazici University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute. Igualmente, se agradece al Dr. Konuralp Girgin y la Ing. Pelin Gundes Bakir por haber colaborado en la visita a las áreas afectadas.

5 REFERENCIAS

- R. S. Stein, A. A. Barka y J. H. Dieterich, 1997, "Progressive failure on the North Anatolian fault since 1939 by earthquake stress triggering", *Geophysical Journal International*, 1997, **128**, 594-604.
<http://quake.wr.usgs.gov/study/turkey/#background>
- M. Erdik, Y. Alpay Biro, T. Onur, K. Sesetyan y G. Birgoren, 1999, "Assessment of earthquake hazard in Turkey and neighboring regions", Bogazici University Kandilli Observatory and Earthquake Research Institute, Istanbul.
<http://www.koeri.boun.edu.tr/earthqk/earthquake.htm>
- A. Erken, 1999, "The effect of soil condition during Kocaeli earthquake", Istanbul Technical University, Civil Engineering Faculty, Maslak, Istanbul.
<http://Mantle.geop.itu.edu.tr/>.
- Ministry of Public Works and Settlement, 1999, "Specification for Structures to be Built in Disaster Areas: Part III - Earthquake Disaster Prevention", (Chapter 5 through Chapter 13), Issue 2.9.1997, Official Gazette No.23098, effective from: 1.1.1998, amended on: 2.7.1998, Official Gazette No.23390, Government of Republic of Turkey.

Modelación de la atenuación espacial de la energía sísmica por medio de redes neuronales

Jorge E. Hurtado y Manuel Builes

Universidad Nacional de Colombia
Apartado 127, Manizales, Colombia

Resumen

La estimación de la atenuación espacial de la energía sísmica constituye un paso importante en los estudios de vulnerabilidad y daño causados por sismo dado en lugares donde no se hayan obtenido registros. En este artículo se explora la posibilidad de emplear los dispositivos de inteligencia artificial conocidos como *redes neuronales multi-estrato* para el cálculo de los contornos de iso-aceleración a partir de los datos instrumentales disponibles en algunos puntos debido a la habilidad de tales redes para modelar sistemas altamente no lineales y complejos. El estudio se realiza sobre los datos de un sismo ocurrido en Colombia y registrado por la red sísmica nacional. Los resultados muestran una correlación favorable con las curvas de igual intensidad de Mercalli observada, por lo que se puede concluir que tales dispositivos constituyen una técnica con amplias perspectivas para dicho propósito.

Summary

The assessment of the spatial attenuation of the seismic energy is an important task to perform in calculating the vulnerability and damage caused by a given earthquake in those places where there are no records available. In this paper, the possibility of using an artificial intelligence device, known as *multi-layer neural networks* for drawing equal acceleration contours on the basis of a set of instrumental data points is explored due to their ability for modelling highly nonlinear and complex systems. The study is performed upon the information of an earthquake occurred in Colombia recorded by the Colombian seismic network. It is shown that the estimations afforded by the neural networks compare well with the isoseismals map of the event, so they are a promising technique to the mentioned purpose.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen muchas medidas de la intensidad sísmica y de sus efectos desde el punto de vista de la ingeniería. Entre ellas pueden citarse los valores pico de la aceleración, la velocidad y el desplazamiento, la aceleración espectral y la intensidad de Mercalli así como diversas medidas de la energía sísmica. Todas estas variables presentan un patrón de radiación desde el epicentro en el cual se observa que ellas disminuyen con la distancia. Sin embargo, la forma de esta atenuación varía de evento a evento. Esto se debe a una combinación de factores tales como la orientación de la zona de ruptura de la falla, la geología regional, la topografía, etc. Como consecuencia de esto, el estudio de la atenuación espacial debe realizarse para cada evento, sin que sea viable la utilización de los resultados de estudios anteriores similares.

Los contornos de iso-aceleración se encuentran mucho menos estudiados que los de intensidad de Mercalli. En principio, se sabe que la forma de éstos últimos depende básicamente de la transmisibilidad de las ondas en las dos direcciones, la cual suele presentar una marcada anisotropía. Por otra parte, los contornos tienden a seguir las tendencias orográficas y tectónicas (Newmark y Rosenblueth, 1976). La importancia de estudiar los contornos de iso-aceleración resulta patente si se considera que, en múltiples casos, se requiere estimar los valores indicativos mencionados anteriormente en sitios en los cuales no se ha obtenido ningún registro instrumental. Tal es el caso cuando se pretende realizar estudios de vulnerabilidad y riesgo de edificios, puentes o líneas vitales en dichos sitios. En tales situaciones, resulta deseable disponer de algún método que permita realizar la extrapolación de la información instrumental de manera fiable. Igualmente, la estimación de los contornos de igual valor de una variable macrosísmica dada resulta de importancia para la modelación de la tectónica regional.

Es bien sabido que la atenuación de las medidas de la intensidad sísmica mencionadas anteriormente se describe usualmente de forma estadística por medio de ecuaciones de regresión no lineal. Por ejemplo, una función usada típicamente para caracterizar la atenuación de la aceleración pico es (Newmark y Rosenblueth, 1976)

$$a_{\max} = c_1 \exp(c_2 M)(R + c_3)^{c_4} \quad (1)$$

donde M es la magnitud, R es la distancia epicentral y $c_i, i = 1, \dots, 4$ son los coeficientes de regresión. A pesar de la gran utilidad mostrada por ecuaciones de este tipo para el análisis de la amenaza (también llamada peligrosidad) sísmica, resultan de poco valor para estimar la aceleración máxima ocurrida en un sitio carente de registro instrumental. Esto se debe a que la forma de la ecuación es la de una elipse perfecta, la cual tiene siempre sus ejes orientados en las direcciones horizontal y vertical. Esto contrasta con la forma irregular de los contornos observados de iso-aceleración, los cuales, además, presentan unos ejes fuertemente determinados por la orientación de la zona de ruptura.

Para la estimación de la atenuación espacial de cada evento se requiere, en consecuencia, de métodos diferentes. En principio, cabe hacer uso de las técnicas establecidas de estadística espacial (Ripley, 1981; Cressie, 1995), las cuales han sido desarrolladas por algunas ciencias de la Tierra, tales como la minería y la agricultura y han sido luego aplicadas en disciplinas de lo más diverso, tales como la demografía, la ciencia de los materiales, la sociología, etc. En esencia, estas técnicas apuntan a la obtención de la estructura de la covarianza de los datos espaciales, sobre cuya base resulta posible estimar los valores de la variable bajo estudio en los sitios carentes de medición. En vista de que la covarianza está ligada por medio de

una transformación bidimensional de Fourier a la densidad espectral de potencia, resulta posible además utilizar técnicas de simulación para estimar los datos ausentes de manera probabilista.

En este artículo se explora una alternativa diferente para este propósito, consistente en la aplicación de un tipo de dispositivo de inteligencia artificial, conocido como *redes neuronales multi-estrato*, para la identificación de las tendencias de atenuación espacial de los datos disponibles, a partir de lo cual se podría inferir los valores de la variable en otros sitios. Este uso de las redes neuronales se encuentra justificado en el hecho de que éstas se han convertido en una técnica estándar en el área del Reconocimiento de Patrones (Ripley, 1996; Theodoridis y Koutroumbas, 1999), la cual tiene por objetivo central la clasificación de datos dispersos, que es justamente lo que se pretende con el cálculo de contornos espaciales. En general, las redes neuronales hacen parte de la Inteligencia Artificial (Jang *et al.*, 1997)– un área de rápido desarrollo que comienza a encontrar aplicación en múltiples campos, entre los cuales se encuentran la Sismología y la Ingeniería Sísmica (García y Zonno, 1996). Las principales ventajas de este enfoque son las siguientes:

1. No se requiere hacer hipótesis sobre la estructura probabilista de los datos. En contraste, otras técnicas de Reconocimiento de Patrones tales como la clasificación Bayesiana requieren suposiciones de este tipo (Ripley, 1996), al igual que en la Estadística Espacial se requiere suponer que los datos responden a una distribución de Gauss (Cressie, 1995).

2. Se pueden analizar patrones complejos sin dificultad evidente, ya que el perceptor neuronal presenta propiedades de asociación paralela de rasgos que no requieren compromisos entre los datos y alguna función prescrita, como sucede en las técnicas de regresión.

La última característica de las mencionadas explica el éxito obtenido por Emami *et al.* (1996) en el cálculo de la atenuación de la aceleración máxima como función de la magnitud y la distancia epicentral, como alternativa al uso de ecuaciones del tipo (1). Tal aplicación es una buena muestra del uso potencial de estas técnicas en estudios globales de amenaza sísmica. En el caso presente se busca examinar la posibilidad de emplear las redes neuronales para inferir el patrón de atenuación espacial de un suceso sísmico dado sobre la base de la información disponible, ya que la capacidad de las redes neuronales para tratar con sistemas altamente no lineales las hace ideales para una situación tan compleja como la que se da en la dispersión de las ondas sísmicas a través de la corteza terrestre. Para este estudio se entrenó una red neuronal con los datos de aceleración máxima registrada de las tres componentes de un sismo ocurrido en Colombia en 1995, buscando un error medio menor del 6 por ciento entre las aceleraciones registradas y las estimadas por la red.

El artículo está dividido en dos secciones. En la primera, se hace una presentación sucinta de la arquitectura de la red neuronal multi-estrato así como una síntesis del algoritmo de entrenamiento. En la segunda se presenta el análisis del caso mencionado, así como las comparaciones realizadas con una medida indirecta de la dispersión espacial de la energía, cual es el mapa de isositas (contornos de igual intensidad de Mercalli).

2. CONCEPTOS BÁSICOS SOBRE REDES NEURONALES

Una neurona biológica real está compuesta de una celda y varias dendritas que la unen con otras neuronas. La actividad de cada una abarca las siguientes fases: (a) la recepción de impulsos eléctricos enviados a ella; (b) La transformación de los impulsos recibidos y (c) el envío de esta información transformada a otras neuronas. En la imitación algorítmica de este proceso empleada en el campo de la Inteligencia Artificial, los pasos anteriores se convierten en los siguientes:

a) La información enviada por la neurona l a la neurona m , x_{lm} , se multiplica por un factor de peso w_{lm} que representa la importancia de aquella en la actividad de ésta. A continuación se suma la información total que llega a la neurona m desde todas las neuronas conectadas con ella:

$$y_m = \sum_{l=1}^L w_{lm} x_{lm} \quad (2)$$

b) Se transforma el resultado por medio de una función no lineal

$$\tilde{y}_j = f(y_j)$$

Para este propósito la función más usada es, quizás, la llamada *función sigmoide unipolar*, dada por

$$f(x) = \frac{1}{a + e^{-\gamma x}} \quad (3)$$

c) La información transformada se envía a otras neuronas k , afectando cada recorrido por el factor de peso correspondiente w_{jk} .

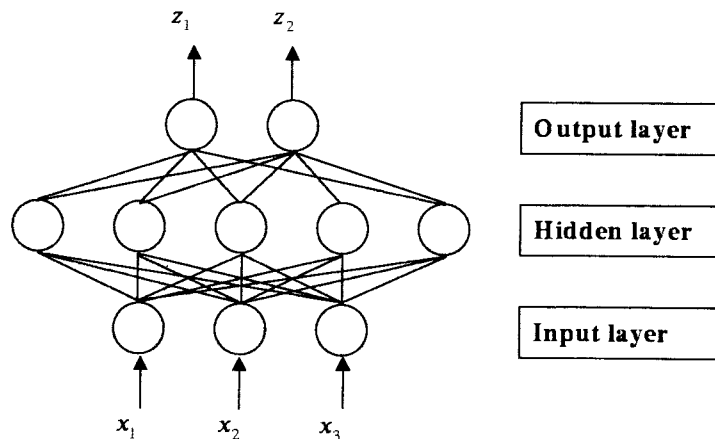


Figura 1 Representación esquemática de una red neuronal

De esta manera resulta posible construir un perceptron artificial completo al agrupar las neuronas en estratos, de la manera que muestra la figura 1, la cual corresponde a un tipo de red de amplia aplicación conocido como *perceptron de tres estratos*. Este dispositivo se

utiliza en general para aprender las relaciones de entrada-salida de sistemas complejos de diversas clases, tales como las examinadas por Yagawa y Okuda (1997) en el campo de la Mecánica de Estructuras. El proceso de entrenamiento es el siguiente: Se presenta a la red la información de un conjunto de datos a través de la primera capa en forma normalizada. En este paso, los valores de las conexiones w_{ij} , que son el objetivo del entrenamiento, toman usualmente valores aleatorios. Después de sumar la información recibida y aplicar la transformación no lineal en cada neurona de la capa intermedia (u *oculta*) se determinan los valores de salida en la capa del mismo nombre, aplicando las mismas operaciones de suma y transformación. Estos resultados se comparan con los reales, con los cuales hay, necesariamente, una diferencia, la cual se utiliza para actualizar los valores de las conexiones. El proceso se repite para el siguiente conjunto de datos de entrada-salida hasta agotar la base de datos disponible. Lo normal es que al final de este proceso, llamado *época*, el error no se encuentre dentro de lo deseable, por lo cual se deba repetir de nuevo el proceso para múltiples épocas hasta que se alcance dicho objetivo.

Este algoritmo se conoce con el nombre de *propagación hacia atrás*. Los siguientes son los pasos más relevantes del entrenamiento de acuerdo con uno de los métodos más usados, llamado la *regla delta* (Cichocki y Unbehauen, 1993):

1. Se aplica un vector de datos $[x_1, x_2, \dots, x_L]$ en las L neuronas del primer estrato. Usualmente se introduce una neurona adicional en esta capa, llamada de sesgo, cuyo valor típico es $x_{L+1} = 1$.

2. Se calcula la información que llega a todas las neuronas del segundo estrato de acuerdo con la ecuación (2). En particular,

$$y_m = \sum_{l=1}^L w_{lm} x_l + \bar{w}_m \quad (4)$$

donde $\bar{w}_m$ es el peso de la neurona de sesgo.

3. Se aplica la transformación no lineal a la entrada total de cada neurona m del segundo estrato, $m = 1, 2, \dots, M$:

$$\tilde{y}_m = f_m(y_m) \quad (5)$$

En esta ecuación el sub-índice de la función insinúa la posibilidad de tener diferentes funciones de transformación para cada neurona, lo cual, empero, no es el caso corriente.

4. Se calcula la entrada y la salida de la tercera capa de manera semejante a lo hecho en la segunda:

$$z_n = \sum_{m=1}^M w_{mn} y_m + \bar{w}_n \quad (6)$$

$$\tilde{z}_n = f_n(z_n) \quad (7)$$

5. El error de estimación que media entre el dato real de cada neurona n , r_n , y el estimado por la red es

$$\delta_n = r_n - \tilde{z}_n \quad (8)$$

En la regla delta se busca minimizar el error total cuadrático de la capa de salida, dado por

$$\epsilon = \frac{1}{2} \sum_{n=1}^N \delta_n^2 \quad (9)$$

con respecto a los pesos w_{mn} . Esto implica calcular la derivada parcial de la función de error con respecto a w_{mn} , lo que da

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial w_{mn}} = -(r_n - \tilde{z}_n) \frac{\partial f_n(z_n)}{\partial z_n} \frac{\partial z_n}{\partial w_{mn}} \quad (10)$$

En el caso de la sigmoide unipolar, la derivada parcial contenida en el lado derecho de la ecuación anterior es

$$\frac{\partial f(x)}{\partial x} = \frac{df(x)}{dx} = \gamma f(x)(1 - f(x)) \quad (11)$$

Esto implica que

$$\frac{\partial f_n(z_n)}{\partial z_n} = \gamma \tilde{z}_n (1 - \tilde{z}_n), \quad (12)$$

$$\frac{\partial z_n}{\partial w_{mn}} = \frac{\partial}{\partial w_{mn}} \sum_{m=1}^M w_{mn} y_m + \bar{w}_n = y_m \quad (13)$$

Por tanto, el gradiente de la función de error es

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial w_{mn}} = -(r_n - \tilde{z}_n) \gamma \tilde{z}_n (1 - \tilde{z}_n) y_m \quad (13)$$

Como el error mínimo se encuentra en la dirección negativa del gradiente, los pesos de la capa de salida en el paso $[k + 1]$ de entrenamiento se calculan añadiendo una porción del gradiente negativo a los pesos calculados en el paso k :

$$w_{mn}[k + 1] = w_{mn}[k] + \eta(r_n - \tilde{z}_n) \gamma \tilde{z}_n (1 - \tilde{z}_n) y_m \quad (14)$$

En esta ecuación η es el llamado *factor de velocidad de aprendizaje*, cuyo valor se escoge usualmente en el rango $(0, 1)$. Se puede agregar un factor adicional α , llamado de *momentum* para acelerar el aprendizaje (Cichocki y Unbehauen, 1993).

6. La actualización de los pesos de la capa oculta se efectúa de manera similar:

$$w_{lm}[k + 1] = w_{lm}[k] + \eta \gamma \tilde{y}_m (1 - \tilde{y}_m) x_l \sum_{n=1}^N (r_n - \tilde{z}_n) \gamma \tilde{z}_n (1 - \tilde{z}_n) w_{mn}[k] \quad (15)$$

7. Se repite el proceso para nuevos valores de entrada-salida (x_l, r_n) , $l = 1, 2, \dots, L$, $n = 1, 2, \dots, N$ durante varias épocas hasta que el error ϵ esté dentro de lo admisible.

8. Una vez entrenada la red se puede usar para estimar la salida correspondiente a entradas no presentadas previamente por medio de las ecuaciones (4) a (7).

Existen muchas variantes del algoritmo anterior así como varias propuestas de funciones de activación, las cuales pueden ser ensayadas para mejorar la convergencia. En el presente caso, sin embargo, el algoritmo estándar descrito mostró desde el comienzo una tendencia uniforme hacia la convergencia en los tres casos analizados, por lo que no se consideró necesario probar otras variantes.

3. MODELACIÓN NEURONAL DE LA ATENUACIÓN SÍSMICA

Para este trabajo se aplicó el algoritmo anterior a los datos instrumentales disponibles de un evento sísmico de Colombia, cual es el sismo de Tauramena, que tuvo lugar el 19 de enero de 1995. Su magnitud es 6.5, la localización del epicentro es 5.01 N, 72.95 W y la profundidad focal estimada es 25 km. Como ha quedado dicho, el propósito es indagar la aplicabilidad de la red neuronal descrita para simular los contornos de iso-aceleración en la región de influencia del suceso sísmico. La red neuronal se entrenó con la información sobre longitud y latitud geográficas de cada estación de registro en las neuronas de entrada y las aceleraciones máximas, en valor absoluto, de las tres componentes (EW, vertical y NS), en las de salida. Se hizo uso de la neurona de sesgo en la capa de entrada y se normalizaron los datos, tanto de entrada como de salida en el rango $[0, 1]$. La comparación con los datos reales registrados que se muestra más adelante corresponde, obviamente, a las estimaciones de la red una vez retirada la normalización.

La información instrumental disponible en este caso (INGEOMINAS, 1995a, 1995b) comprende 16 registros. Las aceleraciones máximas horizontales, independientemente de la dirección, aparecen en la figura 2. Un examen superficial de esta figura permite concluir que resulta difícil trazar los contornos buscados debido a cierta naturaleza contradictoria de los datos. La figura 3 muestra las historias de la media aritmética y de la media más una desviación estándar del error de estimación de la red. En total se necesitó un número aproximado de 1,500,000 épocas para lograr un error medio inferior al 5.5 %. La figura 4 muestra los contornos de iso-aceleración obtenidos usando la red ya entrenada con datos de entrada de latitud y longitud correspondientes a una malla de puntos geográficos de ancho 0.1 grados. La comparación con la figura 2, en la que los datos instrumentales se encuentran en una franja de tendencia horizontal, parece insinuar que los contornos predichos, de tendencia claramente vertical, resultan más de la *imaginación* de la red que de los datos disponibles. Para poder aseverar la bondad de la estimación se requiere, en consecuencia, usar los contornos de Intensidad de Mercalli, que se calculan corrientemente en estos casos, debido a la relación directa (aunque no proporcional) que se presume entre la intensidad de Mercalli y la aceleración máxima horizontal. En consecuencia, los contornos de aceleración deberían mostrar en principio cierto paralelismo con los de intensidad. Para el sismo en mención, dichos contornos (Escallón y Martínez, 1997) aparecen en la figura 5 sobre una ventana geográfica igual a la usada en la figura 4. (En este respecto cabe observar que, debido a la incapacidad reconocida de las redes neuronales de extrapolar fuera del rango de los datos de entrenamiento (Cichocki y Unbehauen, 1993), los contornos han sido calculados sobre una ventana menor que la de la figura 2). La orientación de los contornos de isosistas mostrados en la figura 5 corrobora la orientación vertical de los contornos de atenuación estimada por la red. La semejanza de los contornos de igual intensidad con los de iso-aceleración estimados por la red resulta evidente.

Para completar la información de los cálculos realizados con la red, la figura 6 muestra los contornos de igual aceleración vertical del sismo. Puede verse que todos siguen de igual forma la tendencia vertical mencionada.

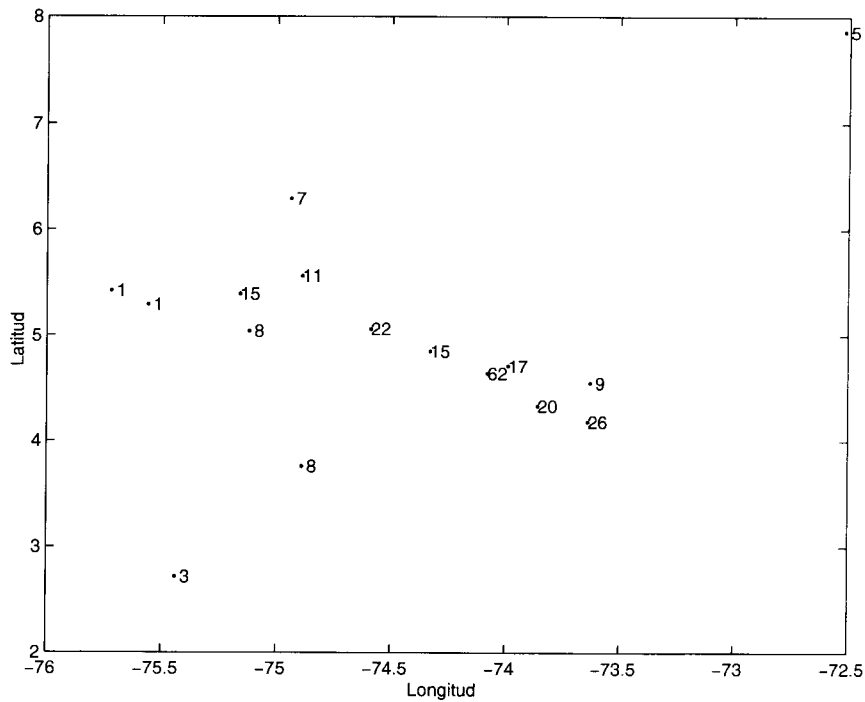


Figura 2 Aceleraciones máximas horizontales registradas (Unidades: cm/s^2)

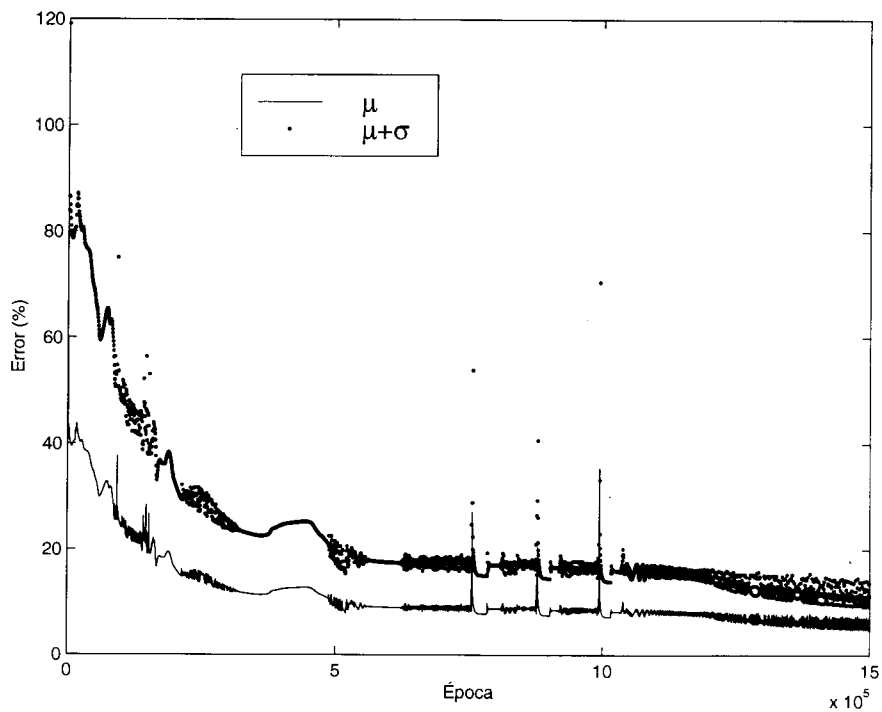


Figura 3 Evolución del error de entrenamiento. μ : Media aritmética; σ : Desviación estándar.

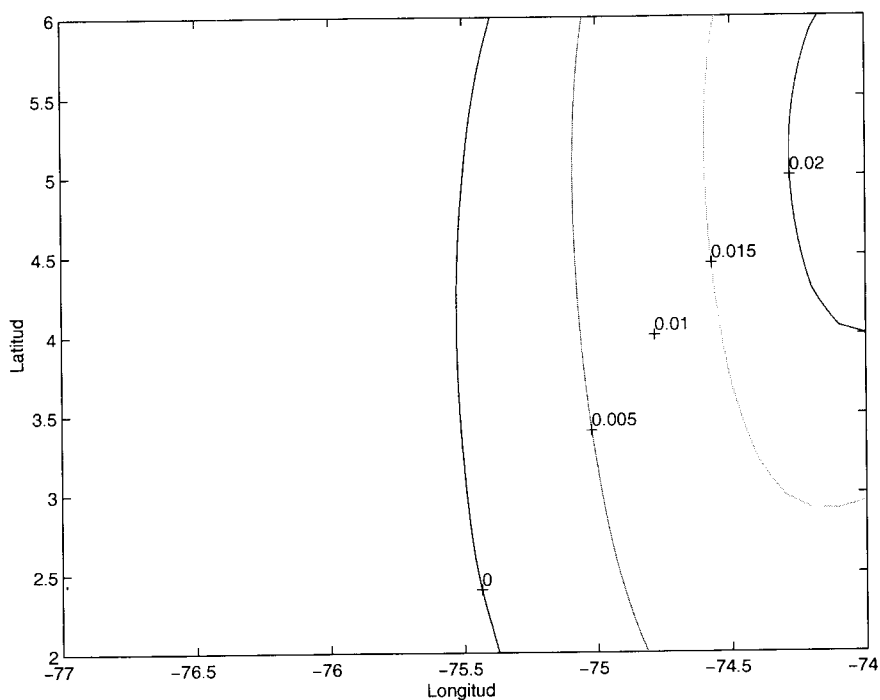


Figura 4 Estimación de la aceleración máxima horizontal dada por la red neuronal

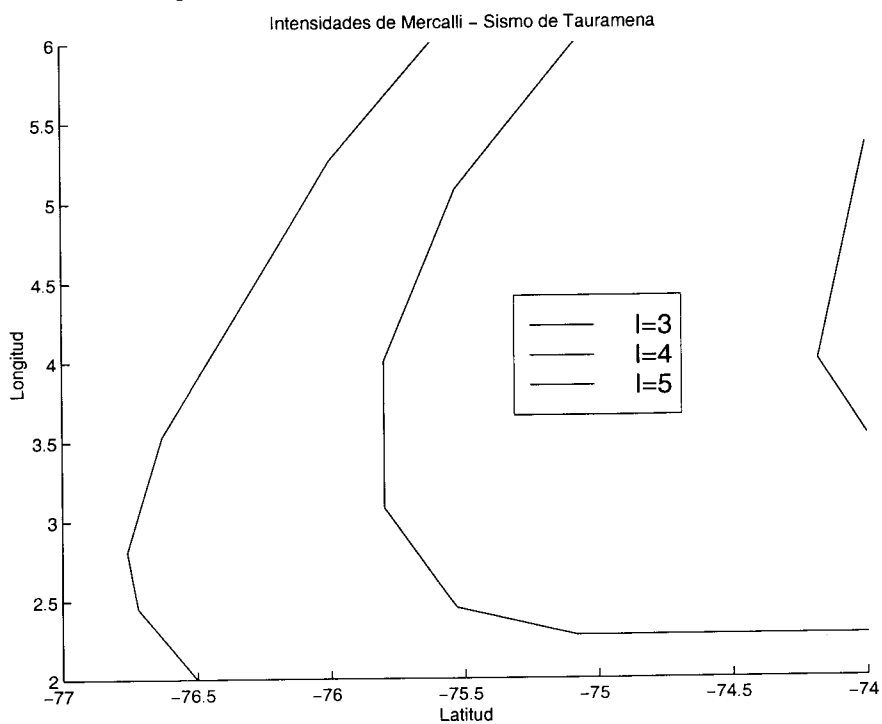


Figura 5 Isosistas del sismo estudiado (Escallón y Martínez 1997).

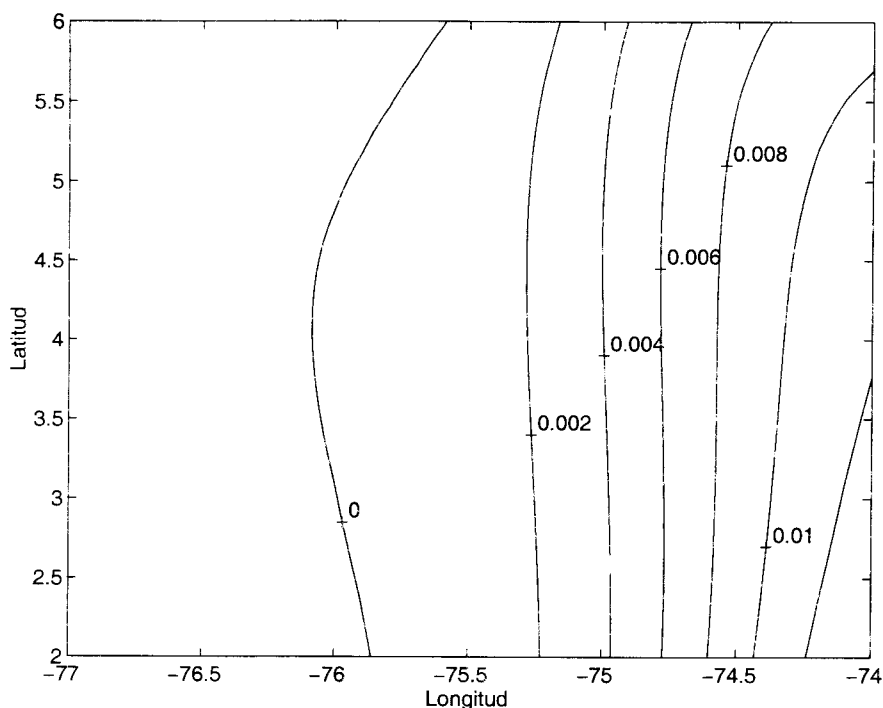


Figura 6 Estimación de la aceleración máxima vertical dada por la red neuronal

CONCLUSIONES

En este artículo se ha explorado la posibilidad de usar las redes neuronales conocidas como perceptores multi-estrato para estimar las curvas de igual aceleración máxima producida por movimientos sísmicos. Para ello se han usado los datos correspondientes a un sismo ocurrido en Colombia del cual se tiene la información de contornos regionales de igual intensidad de Mercalli además de buena información instrumental. Se ha mostrado que todos los contornos de máxima aceleración estimados por la red (dos componentes horizontales y la vertical) tienen tendencias semejantes a los de las isosistas. Por el contrario, la estimación de los mismos a partir de ecuaciones estadísticas de atenuación está rodeada de incertidumbre en este respecto, debido a la rigidez de las ecuaciones (es decir, a su forma matemática preestablecida) y a la independencia que imponen a la estimación con respecto a las coordenadas geográficas del sitio, lo cual es contrario a la evidencia.

REFERENCIAS

- Cichocki, A. y Unbehauen, R. (1993): *Neural Networks for Optimization and Signal Processing*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Cressie, N. A. C. (1993): *Statistics for Spatial Data*. John Wiley and Sons, New York.
- Dowla, F. D. (1996): Self learning systems, in *Proceedings of the Second workshop on application of Artificial Intelligence Techniques in Seismology and Engineering Seismology*, edited by M. García-Fernández and G. Zonno. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, Vol 12. Conseil de l'Europe, Luxembourg.
- Emami, S.M.R., Iwao, Y. y Harada, T. (1996): A method for prediction of peak horizontal acceleration by artificial neural networks. *Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, paper No. 1238. Elsevier Science Ltd., Rotterdam.
- Escallón, J. y Martínez, J. M. (1997): La sismicidad reciente y sus efectos. INGEOMINAS, Bogotá.
- García-Fernández, M. y Zonno, G. (eds.) (1996): *Proceedings of the Second workshop on application of Artificial Intelligence Techniques in Seismology and Engineering Seismology*. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, Vol 12. Conseil de l'Europe, Luxembourg.
- INGEOMINAS, AIS, UNIANDES (1998): Estudio general de la amenaza sísmica de Colombia. INGEOMINAS, Bogotá.
- INGEOMINAS (1995a): *Boletín de movimiento fuerte*, No. 1. INGEOMINAS, Bogotá.
- INGEOMINAS (1995b): *Boletín trimestral de sismos*, Vol. 3, No. 1. INGEOMINAS, Bogotá.
- INGEOMINAS (1996): *Boletín de movimiento fuerte*, No. 2. INGEOMINAS, Bogotá.
- Jang, J.R.S., Sun, C. T., Mizutani (1997): *Neuro-Fuzzy and Soft Computing*. Prentice-Hall, Upper Saddle River.
- Newmark, N. M. y Rosenblueth, E. (1976): *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*. Editorial Diana, México.
- Ripley, B. D. (1981): *Spatial Statistics*. John Wiley and Sons, New York.
- Ripley, B. D. (1996): *Pattern Recognition and Neural Networks*. Cambridge University Press, Cambridge.
- Theodoridis, S. y K. Koutroumbas(1999): *Pattern Recognition*. Academic Press, London.

Zonificación y espectros elásticos para diseño sísmico en países bolivarianos

Roberto Aguiar Falconí

Centro de Investigaciones Científicas
Escuela Superior Politécnica del Ejército, ESPE
Valle de los Chillos, Quito, Ecuador
E-mail:raguiar@espe.edu.ec

RESUMEN

Se analizan las zonificaciones sísmicas y los espectros de diseño elástico, de las normativas vigentes al año 2000, en Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú. Previamente se comparan las zonificaciones obtenidas en los indicados países, a principios de la década de los ochenta, cuando se empezó a calcular la peligrosidad sísmica en términos probabilísticos, con las actuales.

Los mapas de zonificación que se analizan determinan la aceleración máxima del suelo en roca, para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10% y son la base para la obtención de los espectros elásticos de diseño.

Se destaca la necesidad de contar con un nuevo formato de presentación de la zonificación sísmica, de tal manera que permita encontrar la aceleración máxima del suelo para diferentes períodos de retorno de la estructura.

ABSTRACT

The seismic zonification and elastic design spectra of the current regulations, updated to the year 2000, in Venezuela, Colombia, Ecuador and Perú are analyzed. Previously, the zonifications obtained in the same countries, using the regulations of the early eighties, when seismic danger started being calculated in probabilistic terms, were compared to current regulations.

The zonification maps analyzed present the maximum soil acceleration in the rock, for a useful structure life of 50 years, and an exceedence probability of 10%. This is the base to obtain elastic design spectra.

The need to have a new presentation format of the seismic zonification is remarked, in such a way to allow finding the maximum soil acceleration for different return periods of the structure.

1 INTRODUCCIÓN

Existen algunas formas de cuantificar y presentar los mapas de zonificación sísmica de una determinada región. Una de ellas es en base al análisis de las curvas isosistas de eventos registrados en el pasado⁽¹⁵⁾. Para ello, los daños o efectos, producidos por un sismo son evaluados en función de la Intensidad. Con esta variable, como base se han realizado algunas zonificaciones a nivel de País, como es el caso de la primera norma sísmica de Perú de 1971 o a nivel regional⁽¹²⁾.

Otra forma, de zonificar un País, aunque un tanto más elaborada es por medio de los mapas sismotectónicos, que incluyen: información tectónica, geológica, geofísica, geotécnica y sísmica⁽²¹⁾. Desde el punto de vista de Ingeniería Sismo resistente, esta zonificación no aporta con parámetros con los cuales se pueda determinar las fuerzas de diseño sísmico de la estructura. Por esta razón, la corriente más utilizada para zonificar sísmicamente un País, es la que se indica a continuación.

En la tercera forma de cálculo, se procede a evaluar la peligrosidad sísmica en términos probabilísticos^(6-8,16). Para la evaluación, es necesario definir leyes de atenuación para los movimientos del suelo. El estudio sismotectónico indicado en el párrafo anterior sirve para determinar las áreas fuentes o zonas sismogénicas. En esta corriente de evaluación, el ATC 3-06 plantea la construcción de espectros de aceleración elástica en base a la aceleración máxima del suelo en roca, la misma que se obtiene de mapas de regionalización sísmica originados en curvas de igual aceleración para una vida útil de la estructura de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%.

Las zonificaciones sísmicas que se han realizado en Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú, teniendo en cuenta la vida útil y probabilidad de excedencia indicados se analizan en los siguientes apartados.

2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

En la figura 1, se indica lo que podría ser, el primer mapa de zonificación sísmica de Venezuela, que fue publicado en la Norma COVENIN 1756-82⁽¹³⁾. Este trabajo fue realizado en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales por José Grases⁽²⁰⁾, para el efecto se implementó en un computador H.P. 1000 E., el programa "Seismic Risk Analysis", desarrollado por Robin McGuire⁽²²⁾ en 1975.

Se destaca que se han definido cuatro zonas sísmicas, cuya aceleración máxima del suelo en roca, varía desde 0.08 g (8% de la aceleración de la gravedad) para la zona uno, hasta 0.30 g, para la zona cuatro. Las zonas dos y tres están caracterizadas por aceleraciones de 0.15 g. y 0.22 g, respectivamente.

En 1998, se publica la Norma Covenin 1756-98⁽¹⁴⁾ y en ella se presenta la nueva zonificación sísmica de Venezuela, que podría considerarse como la última publicada a nivel de normativa para edificaciones sismorresistentes, la misma que se indica en la figura 2.

En la Norma Venezolana de 1998, se clasifica el País, con fines de Ingeniería Sísmica, en siete zonas, que van desde 0.10 g, en la zona uno hasta 0.40 g, en la zona de mayor peligrosidad sísmica, que es la siete.

Los cambios más significativos que se han dado en los dos mapas, indicados en las figuras 1 y 2, son que en la Norma Covenin 1756-98 la zona 1, está caracterizada por una aceleración de 0.10 g, antes en 1982, la aceleración era nula. Por otra parte, en las zonas seis y siete de

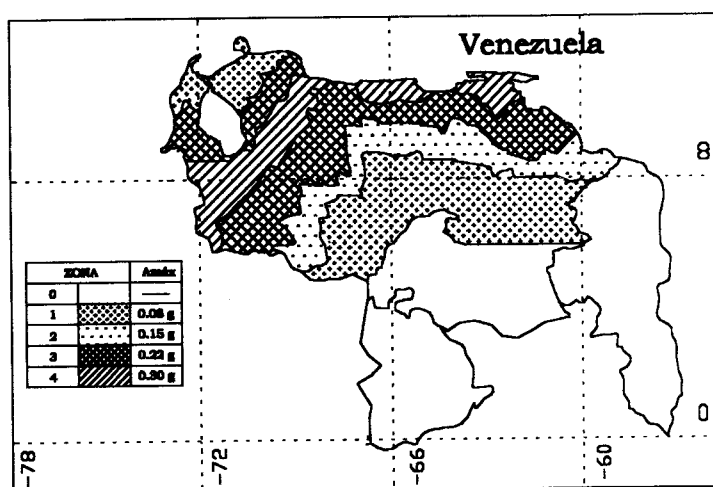


Figura 1 Zonificación sísmica de Venezuela, según COVENIN 1756-82.

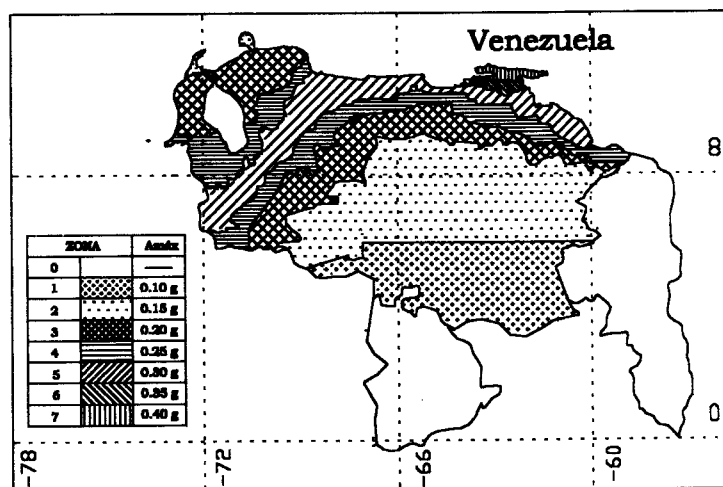


Figura 2 Zonificación sísmica de Venezuela, según COVENIN 1756-98.

la Norma de 1998, se espera una aceleración máxima del suelo en roca de 0.35 g. y 0.40 g, en la norma de 1982 estas dos zonas estaban definidas por una peligrosidad sísmica de 0.3g.

Otra diferencia que existe entre las dos normas de 1982 y 1998, en cuanto se refiere a la determinación de la aceleración máxima del suelo en roca, es la incorporación en la Norma Covenin 1756-98 del factor de corrección φ , el cual modifica la aceleración, indicada en la figura 2, en función del tipo de suelo. En efecto, en suelos en los cuales hay menos probabilidad de amplificación de las ondas sísmicas, como se tiene en los suelos duros, se puede disminuir hasta en un 15%, la aceleración especificada en la figura 2.

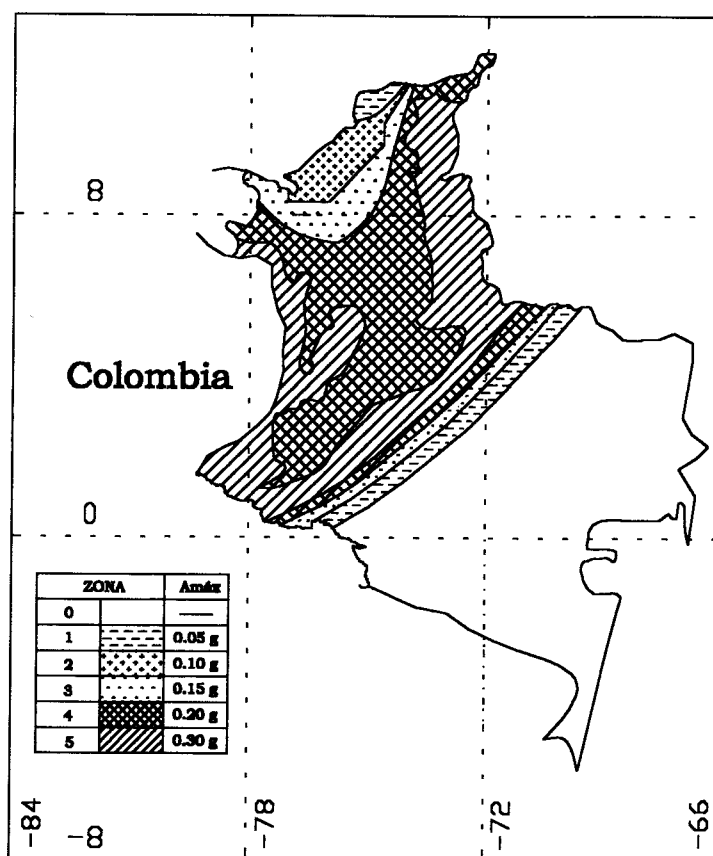


Figura 3 Zonificación sísmica de Colombia, según ACIS 100-81.

3 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE COLOMBIA

Cuando se habla de Peligrosidad Sísmica de Venezuela, es importante estudiar los trabajos desarrollados por José Grases^(1,19), de igual forma cuando este tema es tratado sobre Colombia, se deben conocer las contribuciones realizadas por Alberto Sarria⁽²⁶⁾.

En efecto, en Colombia Alberto Sarria ha sido autor o coautor de destacados trabajos, uno de ellos fue el que dirigió a José Atuesta⁽¹⁰⁾ en la Universidad de los Andes, como proyecto de grado, en 1972. Del resultado de esta investigación Colombia se clasifica en cuatro zonas definidas de cero a tres. Al analizar este trabajo con la Normativa Sismo Resistente NSR-98⁽²⁴⁾, se observa una buena similitud, la zona cero corresponde a la que en la normativa NSR-98 la denominan “baja” y la zona 3 a la que denominan “alta”.

Antes de la aparición del primer código de construcciones sismorresistentes, en 1984, la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, publicó en 1981 la Norma ACIS 100-81⁽²⁾ la misma que fue utilizada de manera voluntaria por una gran cantidad de profesionales de la ingeniería. En la figura 3, se indica la zonificación presentada en la Norma ACIS 100-81, se observa que al País se lo ha dividido en 6 zonas, en la zona 1, la aceleración máxima en roca es nula y en la zona 6, la aceleración tiene un valor de 0.30 g.

En la Norma Colombiana de Diseño y Construcciones Sismo Resistente NSR-98, se consideran nueve zonas sísmicas, que van desde 0.05 g, para la región de menor sismicidad que es la zona uno, hasta 0.40 g, para la zona nueve, como se aprecia en la figura 4.

A nivel de frontera, con el Ecuador en el ACIS 100-81, la aceleración a partir de la longitud 77, hacia la costa era de 0.3 g, en ese tramo en el NSR-98 hay cambios y ahora varía desde 0.25 g. hasta 0.4 g. En la frontera con Venezuela, en el sector en que la aceleración era 0.3 g, con ACIS 100-81, ahora varía entre 0.15 g. y 0.30 g.

4 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL ECUADOR

El primer mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador, fue elaborado en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, de la Universidad Central de Venezuela, por Roberto Aguiar en 1982⁽³⁾. El resultado de la investigación se indica en la figura 5, en la que se aprecian cinco zonas sísmicas, la de mayor peligrosidad corresponde a la costa norte que caracterizada por 0.35 g, y la de menor peligrosidad es la región nororiental con 0.15 g.

En el mapa de zonificación sísmica indicado en la figura 5, a más de la aceleración máxima en roca A_{max} , se indica la aceleración más probable que se espera durante la vida útil de la estructura.

En la figura 6, se presenta la última versión del mapa de Zonificación Sísmica del Ecuador, del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000⁽²⁸⁾. Se tienen cuatro zonas, que van desde 0.15 g, en la región nororiental a 0.40 g, en la costa norte.

La diferencia que existe entre los dos mapas de zonificación sísmica, del Ecuador, se presenta en el callejón interandino. En efecto, de acuerdo al CEC-2000, la sierra está definida por una peligrosidad sísmica de 0.40 g. En cambio, en el mapa de Aguiar-1982 este valor es de 0.25 g.

La diferencia se debe a que en la evaluación de la peligrosidad sísmica, el CEC-2000 incorporó los sismos históricos. En cambio en el estudio realizado por Aguiar⁽³⁾, los sismos históricos sirvieron de base únicamente para definir las áreas fuentes, no se consideró en la evaluación porque en las crónicas, algunos eventos importantes están sobredimensionados, como los sismos del 4 de febrero de 1797⁽⁴⁾ que afectó a la antigua ciudad de Riobamba o el sismo del 22 de febrero de 1757 que afectó a Latacunga y Pujilí⁽⁵⁾.

A más de lo indicado, existe una buena correlación entre los dos mapas de zonificación sísmica del Ecuador. En algunos lugares la aceleración máxima del suelo en roca coinciden y en otros el CEC-2000 presenta valores ligeramente mayores en 0.05 g.

5 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ

Julio Vargas, ha realizado importantes contribuciones científicas en el campo de la zonificación sísmica del Perú⁽¹⁷⁾, uno de esos trabajos es el indicado en la figura 7, que corresponde a un trabajo presentado en el "II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo Resistente", realizado en Lima en 1980⁽¹¹⁾. En este trabajo, a decir de sus autores, Robin McGuire les orientó en la evaluación de la peligrosidad sísmica.

En la figura 7, se observa que se ha zonificado a Perú, en cuatro zonas, con un factor de zona Z, que varía desde 0.4 para la zona uno, hasta 1.6 para la zona cuatro. Del análisis del trabajo se puede inferir que la zona uno está caracterizada por una aceleración máxima en roca de 0.11 g. y la zona cuatro por 0.43 g. En la figura 7, se indican los restantes valores.

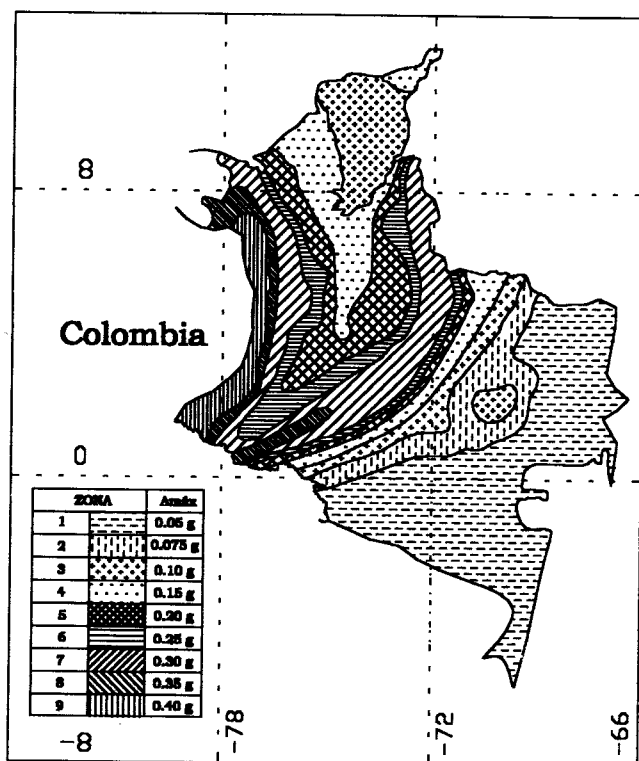


Figura 4 Zonificación sísmica de Colombia, según NSR-98

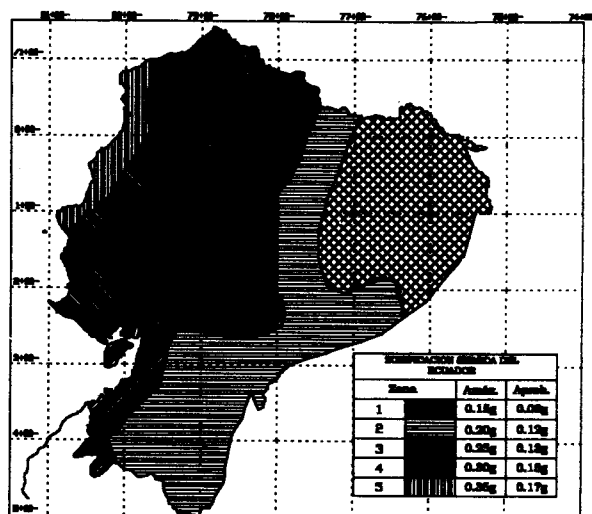


Figura 5 Zonificación sísmica del Ecuador realizada por R. Aguiar en 1982.

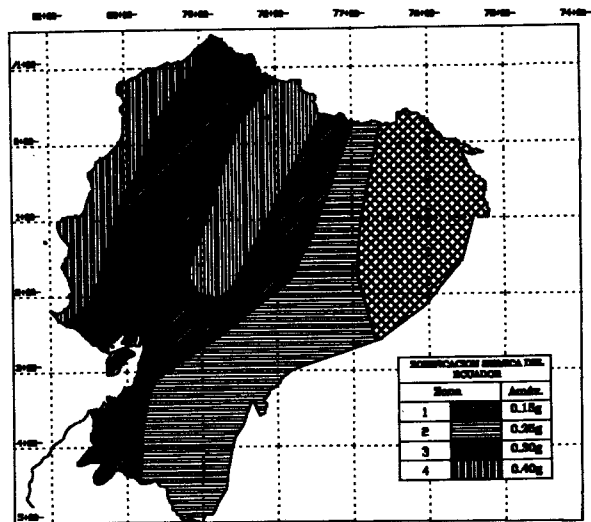


Figura 6 Zonificación sísmica del Ecuador, del futuro Código Ecuatoriano de la Construcción, CEC-2000.

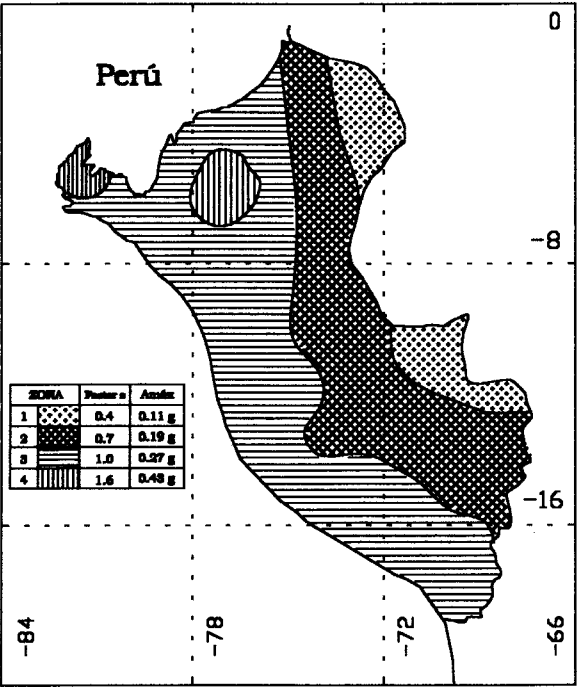


Figura 7 Zonificación sísmica del Perú realizada por Casaverde y Vargas.

En la figura 8, se indica la zonificación sísmica de Perú, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030, editada en 1997⁽²³⁾. Se aprecia que existen tres zonas; en la zona uno la aceleración máxima del suelo es 0.15 g, en la dos 0.30 g. y en la zona tres, la de mayor peligrosidad sísmica la aceleración es 0.4 g.

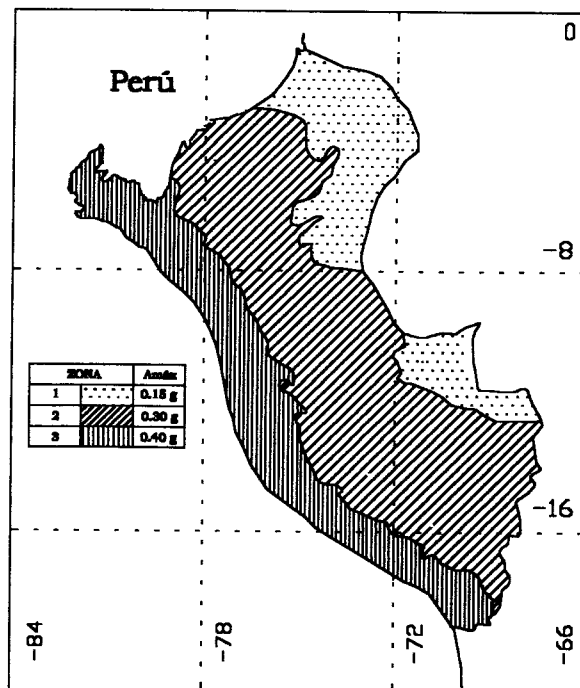


Figura 8 Zonificación sísmica del Perú, de acuerdo a la Norma Técnica de Edificación E.030

6 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA C.A.F.

En la figura 9, se presenta la Zonificación Sísmica de las normas vigentes, al año 2000, en algunos Países de la Corporación Andina de Fomento. Del análisis de esta gráfica se desprende lo siguiente:

- En Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú, la zona de mayor peligrosidad sísmica, está definida por una aceleración máxima del suelo en roca de 0.4 g. (40% de la aceleración de la gravedad).
- Llama la atención que Perú, siendo un País, con una tectónica muy compleja y una extensión considerable de territorio tenga únicamente tres zonas sísmicas. En contraste, Colombia tiene nueve zonas sísmicas.
- Si bien es cierto a nivel de fronteras no existe una coincidencia de valores, desde un punto de vista riguroso, no es menos cierto que en términos generales la aproximación es bastante buena.

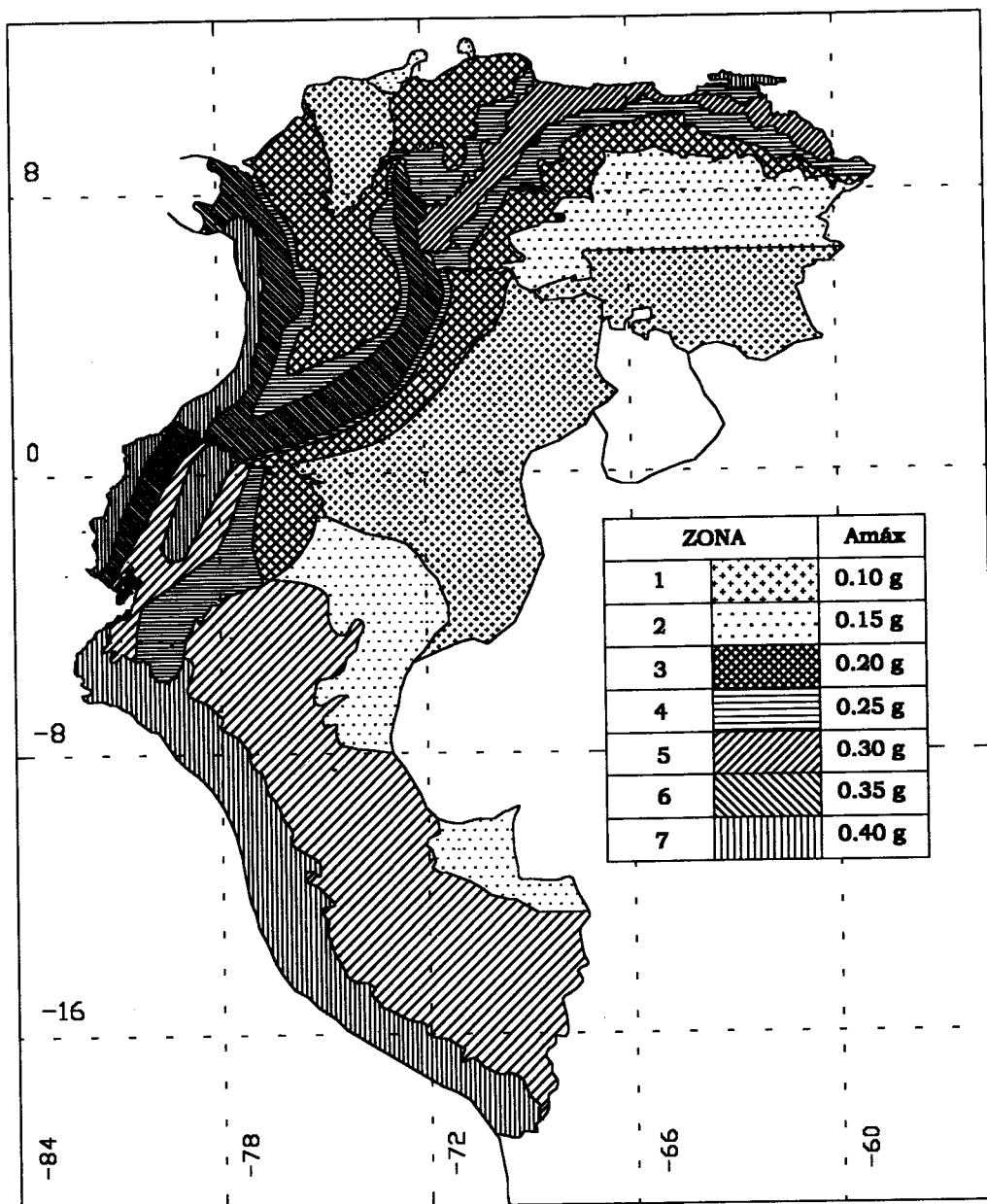


Figura 9 Zonificación sísmica de acuerdo a las normas vigentes en Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú.

7 NUEVA PRESENTACIÓN DE LOS MAPAS DE ZONIFICACIÓN

La mayor parte de países que tienen una gran amenaza sísmica, definen un solo mapa de zonificación, similar a lo presentado en esta publicación, pero esto no es suficiente si se desea comprobar el desempeño estructural que tendrá la edificación de acuerdo al SEAOC 1995⁽²⁷⁾ y al ATC-33⁽⁹⁾, en sus documentos VISION 2000 y guía NEHRP respectivamente, que establecen cuatro sismos de análisis, que se indican en la tabla 1, para el control del desempeño estructural.

Tabla 1 Sismos de análisis para edificaciones de acuerdo a VISION 2000 y guía NEHRP.

SISMO DE ANÁLISIS	VIDA ÚTIL AÑOS	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
FRECUENTE	30	50%
OCASIONAL	50	50%
RARO	50	10%
MUY RARO	100	10%

Los mapas de zonificación presentados en esta publicación para los países de la C.A.F., corresponden al sismo raro. Es factible, mediante dos planos de zonificación sísmica, determinar la aceleración máxima del suelo en roca para los sismos indicados, realizando algo similar a lo indicado en la Normativa Venezolana para el diseño o evaluación de Instalaciones Petroleras.

En efecto, INTEVEP⁽²⁵⁾ presenta dos mapas de peligrosidad sísmica para la República Bolivariana de Venezuela, en el uno se definen valores a^* y en el segundo valores γ . De esta manera, el peligro sísmico queda definido de la siguiente manera:

$$\ln P = [-t(a/a^*)]^{-\gamma} \quad (1)$$

donde P es la probabilidad de que la aceleración del terreno no exceda el valor de a, en un horizonte de t años. Por otra parte, t es la vida útil de la estructura, a^* , γ valores característicos del peligro sísmico y a es la aceleración máxima del terreno en (cm/s²). La ecuación (1), se transforma en:

$$a = a^* \left[\frac{-\ln P}{t} \right]^{-\frac{1}{\gamma}} \quad (2)$$

La relación que existe entre la probabilidad de excedencia anual p_1 y la probabilidad de no excedencia P en t años, viene definido en la ecuación (3).

$$p_1 = 1 - P^{\frac{1}{t}} \quad (3)$$

En base a los dos mapas de peligrosidad sísmica a^* y γ el proyectista estructural puede encontrar la aceleración máxima del suelo en roca, para los sismos indicados en la tabla 1.

8 ESPECTROS DE DISEÑO ELÁSTICO

Se presentan los espectros elásticos de las normativas sismo resistentes de Venezuela 1998, de Colombia 1998 Ecuador 2000 y Perú 1997. Es importante analizar las variables que están involucradas en la definición de los espectros de las normativas indicados, toda vez que estos constituyen el estado del arte, a principios del siglo XXI, en los países bolivarianos mencionados.

8.1 NORMATIVA VENEZOLANA DE 1998

La forma del espectro elástico, de la Norma Covenin 1756-98, para el análisis sismorre-sisten de edificaciones, se indica en la figura 10. Se destaca que el espectro de diseño elástico de la norma Venezolana, presenta tres ramas definidas por las siguientes ecuaciones:

$$T < T_o \quad A_d = \alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T_o} (\beta - 1) \right] \quad (4)$$

$$T_o < T < T^* \quad A_d = \beta \alpha \varphi A_o \quad (5)$$

$$T > T^* \quad A_d = \beta \alpha \varphi A_o \left(\frac{T^*}{T} \right)^{0.8} \quad (6)$$

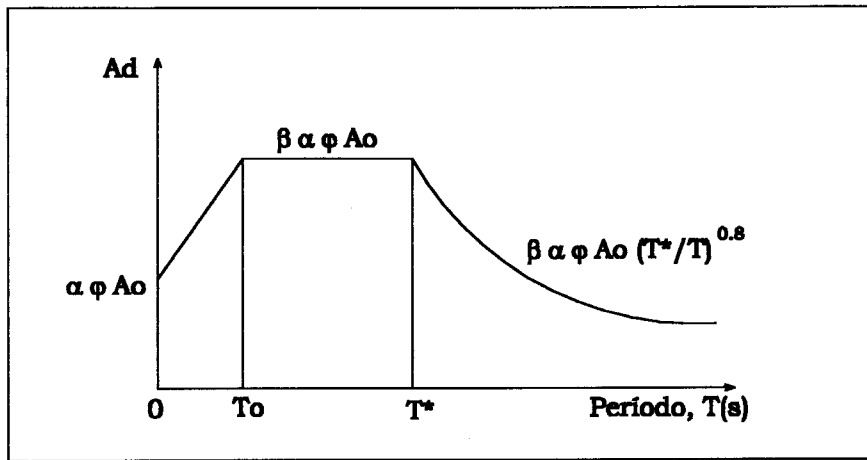


Figura 10 Forma del espectro elástico de la Norma Venezolana de 1998.

donde, α es el coeficiente de uso de la estructura, varía entre 1 y 1.30. El valor de $\alpha = 1.3$, corresponde a edificaciones esenciales. Por otro lado, $\alpha = 1.0$ es para edificaciones básicas. A_o , es la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad. A_d , es la aceleración espectral elástica, asociada al período de vibración T . Por otra parte, φ es el factor de corrección del coeficiente de la aceleración horizontal A_o , indicado en la tabla 2, β es el factor de magnificación promedio indicados en la tabla 3, T_o, T^* , son los períodos indicados en tabla 3.

En la tabla 2, H es la profundidad en la cual se tiene velocidad de la onda de corte, V_s mayor a 500 m/s. H_1 , es la profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato = 0.25 H . V_{sp} , es la velocidad promedio de la onda de corte en el perfil geotécnico en m/s.

Tabla 2 Forma espectral y factor de corrección φ para diferentes tipos de materiales. Normativa Venezolana 1998

MATERIAL	V_{sp} m/s	H m	FORMA ESPECTRAL	φ
Roca sana/fracturada	> 700	-	S1	0.85
Roca blanda o meteorizada	> 400	≤ 50 > 50	S1 S2	0.9 0.95
Suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30 30 - 50 > 50	S1 S2 S3	0.90 0.95 1.0
Suelos duros o densos	250 - 400	<15 15 - 50 50 - 70 > 70	S1 S2 S3 S4	0.90 0.95 1.0 1.0
Suelos firmes/ medio densos	170 - 250	≤ 50 > 50	S2 S3	1.00 1.00
Suelos blandos/ suelos	< 170	≤ 15 >15	S2 S3	1.00 1.00
Estratos blandos intercalados con suelos rígidos	<170	< H_1 > H_1	S2 S3	1.00 0.90

Tabla 3 Valores de β , T_o y T^* de la Norma Venezolana de 1998

FORMA ESPECTRAL	β	T_o seg	T^* seg
S1	2.4	0.1	0.4
S2	2.6	0.2	0.8
S3	2.8	0.3	1.2
S4	3.0	0.4	1.6

8.2 NORMA COLOMBIANA NSR-98

La nueva forma del espectro de diseño elástico de Colombia⁽³²⁾, se indica en la figura 11 y está definido para un coeficiente de amortiguamiento igual al 5% del crítico. Las ecuaciones que definen el espectro, son:

$$T < T_o \quad A_d = \alpha A_o (1.0 + 5.0T) \quad (7)$$

$$T_o < T < T^* \quad A_d = 2.5\alpha A_o \quad (8)$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.2\alpha A_o S}{T} \quad (9)$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2} \quad (10)$$

El coeficiente de sitio S o factor de amplificación por efecto de suelo, se indica en la tabla 4.

Tabla 4 Valores del coeficiente de sitio S.

PERFIL DE SUELO	S
S1 (Duro)	1.0
S2 (Semiduro)	1.2
S3 (Blando)	1.5
S4 (Muy blando)	2.0

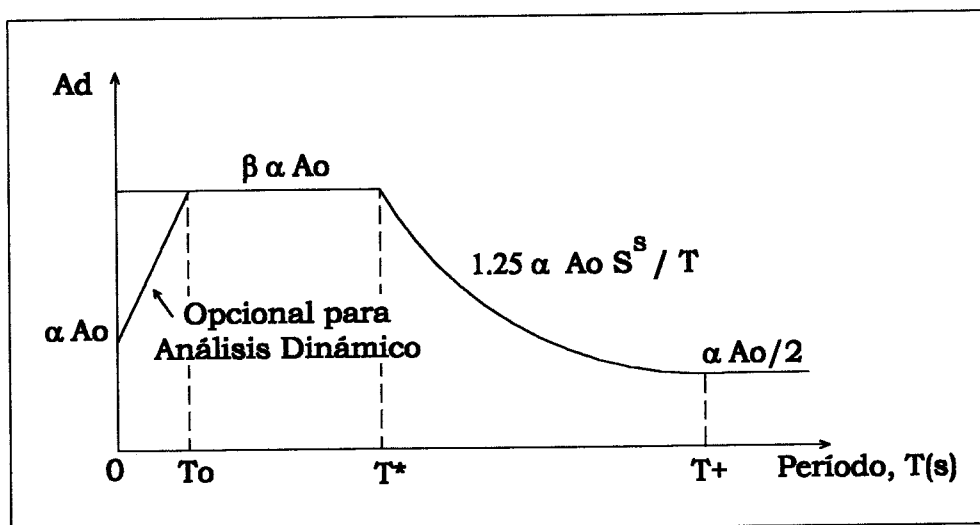


Figura 11 Espectro elástico de diseño de la Normativa Colombiana NSR-98⁽³²⁾. Para un coeficiente de amortiguamiento del 5%.

El coeficiente de importancia varía entre 1.0 y 1.3 de acuerdo al uso de la estructura, en forma similar a la normativa venezolana. Por otra parte, los valores de T^* , y T^+ vienen definidos por:

$$T^* = 0.52S \quad T^+ = 2.4S \quad (11)$$

Los perfiles de suelo de la Norma Sismo Resistente de Colombia NSR-98, son los siguientes:

S1 Roca, cuya velocidad de la onda de corte es mayor o igual a 750 m/s.

También es un perfil de suelo S1, si entre la roca y la superficie existen suelos duros o densos compuestos por depósitos de arenas, gravas o arcillas duras con $V_s > 400 \text{ m/s}$, con un espesor menor a 60 m., como lo ilustra la figura 12.

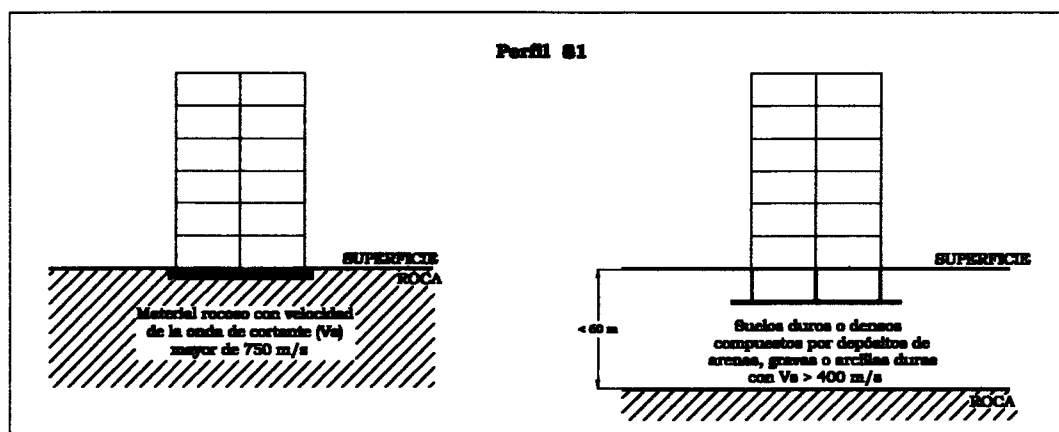


Figura 12 Perfil de suelo S1 de la Normativa Colombiana NSR-98.

S2 En la figura 13, se indican las características de los suelos duros o densos de la norma NSR-98. Nótese a la izquierda que arcillas duras o suelos no cohesivos que tengan velocidad de la onda de corte mayor o igual a 400 m/s, son tipo S2, siempre que el estrato tenga una altura mayor a 60 m.

Por otra parte, en la figura 13 a la derecha, se observa depósitos de consistencia media con velocidades V_s entre 270 y 400 m/s que son tipo S2.

S3 Textualmente, la norma NSR-98 indica que se trata de un perfil, donde entre la roca y la superficie hay más de 20 m. de suelos que contienen depósitos de arcilla de dureza media y blanda con V_s entre 150 y 270 m/s y que dentro de ellos hay arcillas blandas pero en un espesor menor a 12 m. como lo ilustra la figura 14.

S4 Entre la roca y la superficie libre hay arcillas blandas con velocidad a la onda de corte menor a 150 m/s, pero el estrato de suelo tiene una altura de más de 12 m. como se aprecia en la figura 15.

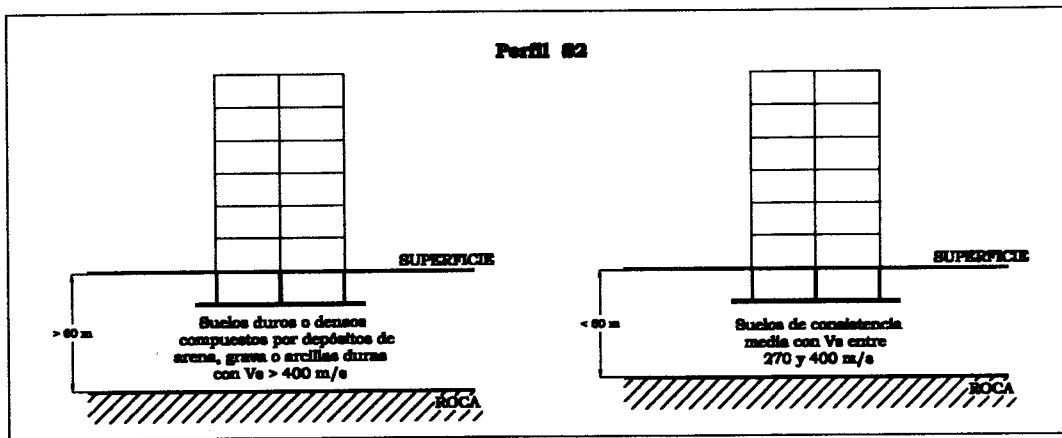


Figura 13 Perfil de suelo S2 de la Normativa Colombiana NSR-98.

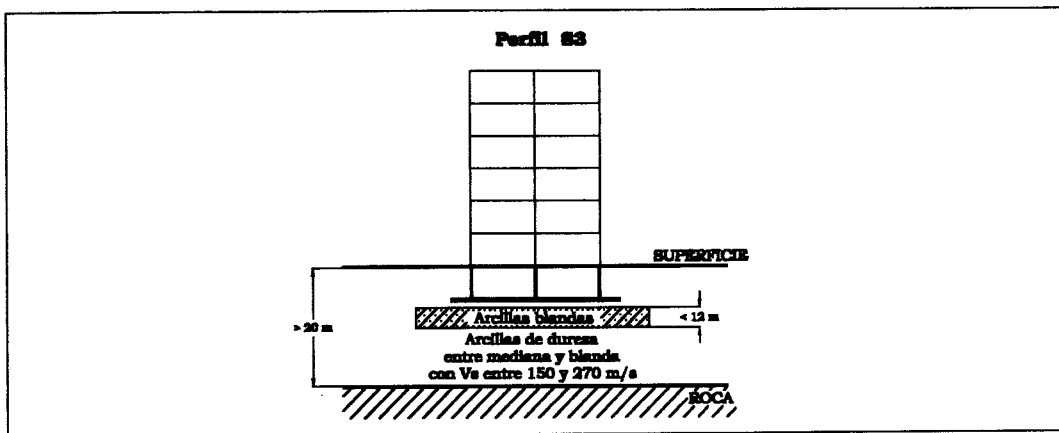


Figura 14 Perfil de suelo S3 de la Normativa Colombiana NSR-98.

8.3 CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN CEC-2000

En la figura 16, se indica la forma del espectro elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000. Basicamente está compuesto por cuatro ecuaciones, la de la izquierda hasta T_o , corresponde a la zona ascendente. la segunda es la zona de aceleración constante que va hasta T^* , la tercera, la rama descendente que decae de la forma S^s y la cuarta, la rama de aceleración constante a partir de T^+

$$T < T_o \quad A_d = \alpha A_o \left[1.0 + \frac{T}{T_o} (\beta - 1) \right] \quad (12)$$

$$T_o < T < T^* \quad A_d = \beta \alpha A_o \quad (13)$$

$$T^* < T < T^+ \quad A_d = \frac{1.25 \alpha A_o S^s}{T} \quad (14)$$

$$T > T^+ \quad A_d = \frac{\alpha A_o}{2} \quad (15)$$

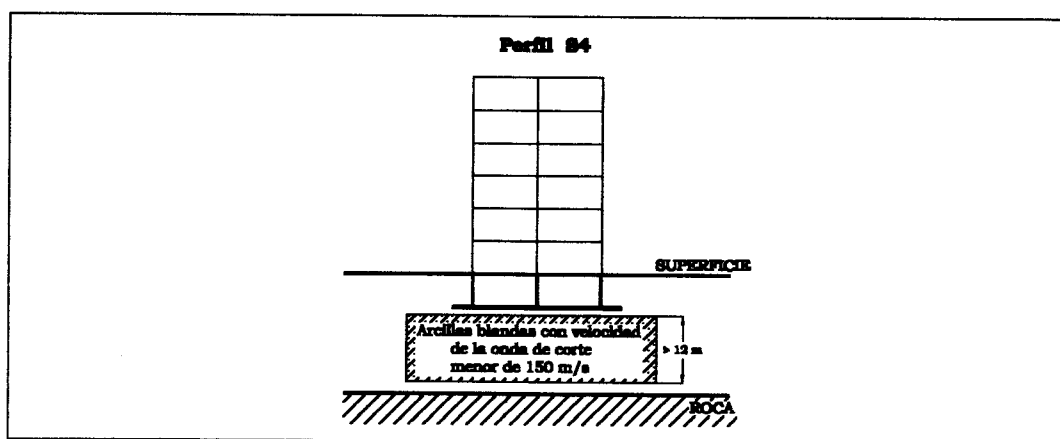


Figura 15 Perfil de suelo S4 de la Normativa Colombiana NSR-98.

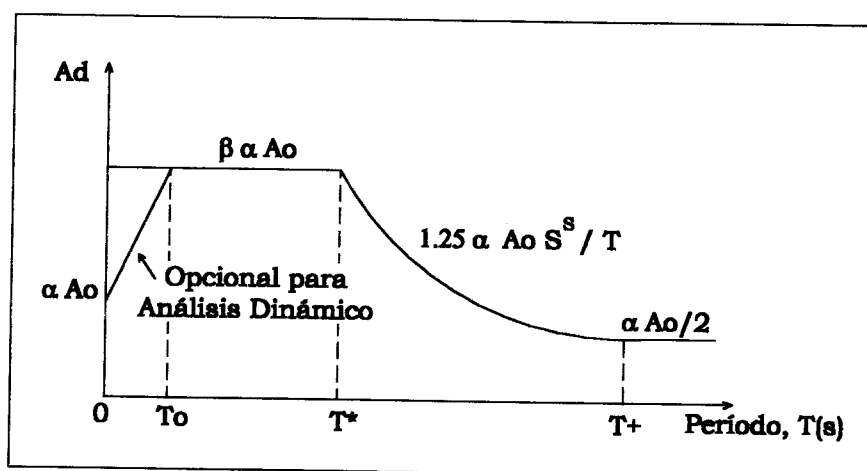


Figura 16 Espectro de Diseño Elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000.

Los valores de β , S , T_0 , T^* y T^+ , se encuentran en la tabla 5, de acuerdo al perfil del suelo. El coeficiente de importancia α , varía entre 1 y 1.5

En forma general el perfil de suelo tipo S1, corresponde a roca o suelo firme, el tipo S2, a un suelo de dureza intermedia, el tipo S3, a un suelo blando y el tipo S4, a un suelo muy blando. Esto con relación a las normativas de Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú, que se indican en el presente capítulo. Sin embargo, en cada normativa se define en forma específica el perfil del tipo de suelo, en base a las características locales de sus suelos. En el CEC-2000, los perfiles de suelo se clasifican de la siguiente forma:

S1 Suelos con velocidad de la onda de corte mayor a 750 m/s, con período fundamental de vibración menor a 0.20 s. Además el CEC-2000 incluye los siguientes suelos:

- Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 KPa = 5 Kg/cm².
- Gravas arenosas, limosas o arcillosas densas y secas.

Tabla 5 Parámetros que definen el espectro de diseño elástico, del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000.

PERFIL DE SUELO	S	β	T_o seg	T^* seg	T^+ seg
S1	1.0	2.5	0.10	0.50	2.50
S2	1.2	3.0	0.10	0.52	3.11
S3	1.5	2.8	0.16	0.82	4.59
S4	2.0	2.5	0.40	2.00	10.00

- Suelos cohesivos duros con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 KPa, con espesores menores a 20 m. y que se encuentra sobre roca u otro material cuyo V_s es mayor a 750 m/s.
- Arenas densas con número de golpes del SPT: $N > 50$, con espesores menores a 20 m. y que se encuentren sobre roca u otro material cuyo V_s es mayor a 750 m/s.
- Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: $N > 50$.

S2 Suelos con características intermedias entre los suelos tipo S1 y S3.

S3 En las tablas 6 y 7, se indican las características de los suelos blandos o estratos de gran espesor que son considerados tipo S3, del CEC-2000. El período fundamental de vibración de estos suelos es mayor a 0.6 s.

Tabla 6 Suelos Cohesivos blandos o estratos profundos, tipo S3 del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000.

SUELOS COHESIVOS	V_s m/s	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA S_u	ESPESOR DEL ESTRATO
Blandos	< 200	< 25 KPa	> 20m.
Semiblandos	200 - 400	25 KPa - 50 KPa	> 25m.
Duros	400 - 750	50 KPa - 100 KPa	> 40m.
Muy Duros	> 750	100 KPa - 200 KPa	> 60m.

- El CEC-2000, establece que en los sitios donde las propiedades del suelo son poco conocidas, se podrá considerar que el perfil del suelo es S3.
- S4** Son suelos con condiciones especiales. En este grupo se incluyen los siguientes tipos de suelo:
- Suelos con alto potencial de licuación, colapsibles y sensitivos.
 - Turbas, lodos y suelos orgánicos.
 - Rellenos colocados sin control ingenieril.
 - Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).

Tabla 7 Suelos Granulares sueltos, semidensos y densos, tipo S3 del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000.

SUELOS GRANULARES	V_s m/s	VALORES N DEL SPT	ESPESOR DEL ESTRATO
Sueltos	< 200	4 - 10	> 40m.
Semidensos	200 - 750	10 - 30	> 45m.
Densos	> 750	> 30	> 100m.

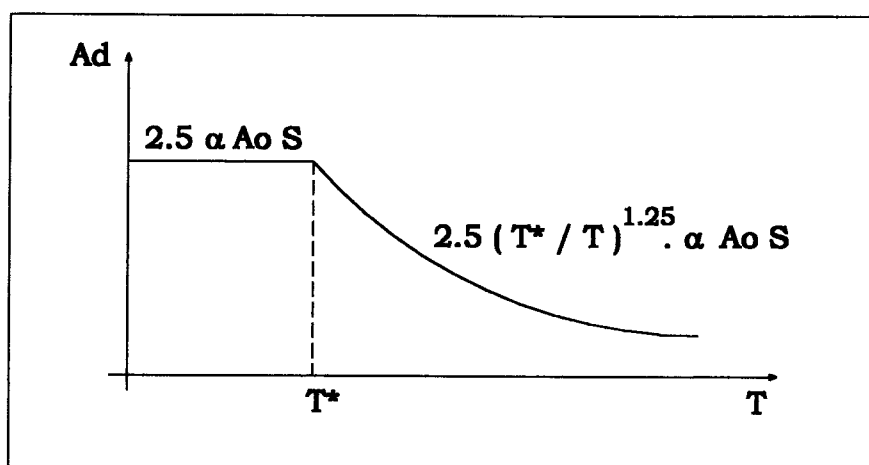


Figura 17 Espectro de diseño elástico de la Norma Técnica de Edificación del Perú, E 0.30 de 1997.

- Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

Los perfiles de este grupo incluyen los suelos particulares altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables y que requieren estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

8.4 NORMA TÉCNICA DEL PERÚ DE 1997

En la figura 17, se indica la forma del espectro de diseño elástico de la Norma Técnica del Perú E.030 de 1997. Se destaca que está conformada por dos ramas que son: la meseta horizontal y la rama descendente. Las ecuaciones que definen la aceleración espectral A_d , se indican a continuación.

$$T < T^* \quad A_d = 2.5 \alpha A_o S \quad (16)$$

$$T > T^* \quad A_d = 2.5 \alpha A_o S \left(\frac{T^*}{T} \right)^{1.25} \quad (17)$$

Tabla 8 Valores de T^* y S , de la Norma Técnica de Edificación del Perú E.030 de 1997

TIPO SUELO	DESCRIPCIÓN	T^* seg	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos Intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones Especiales	*	*

Los valores de S y T^* se indican en la tabla 8. Por otra parte el coeficiente de importancia α varía entre 1 y 1.5 de manera similar al Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000.

Para los suelos tipo S4, los valores de T^* y S serán establecidos por el especialista pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

La clasificación de los suelos de la Norma Técnica del Perú de 1997, corresponde a la clasificación del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000, con ligeros cambios.

9 ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO DEL UBC-97

Ha sido fuente de consulta para la elaboración del espectro de diseño elástico de la Norma Colombiana NSR-98, el Código Ecuatoriano CEC-200 y la Norma Técnica del Perú de 1997, el Código UBC-97⁽²⁹⁾. Por esta razón en la figura 18, se indica la forma espectral elástica del UBC-97.

Es importante destacar que el UBC-97 denomina *Factor de Zona Z* al coeficiente de la aceleración máxima del suelo en roca A_o , que se obtiene de los mapas de zonificación sísmica. Por otra parte, con el objeto de mantener la misma nomenclatura de este artículo, el significado de algunas variables del UBC-97 han sido cambiadas, así, ahora α es el coeficiente de importancia.

$$T < T_o \quad A_d = \alpha C_a \left[1.0 + 1.5 \frac{T}{T_o} \right] g \quad (18)$$

$$T_o < T < T^* \quad A_d = \alpha 2.5 C_a g \quad (19)$$

$$T > T^* \quad A_d = \alpha \frac{C_v}{T} g \quad (20)$$

$$T_o = 0.2 T^* \quad T^* = \frac{C_v}{2.5 C_a} \quad (21)$$

Los valores de los factores sísmicos C_a y C_v , están en función del perfil de suelo y del factor de zona sísmica Z , y se indican en las tablas 9 y 10.

Para un perfil de suelo tipo S_f , deben realizarse estudios específicos para determinar los valores C_a y C_v .

Argudo⁽³⁰⁾, realiza una observaciones a la forma del espectro elástico del UBC-97, en relación a lo estipulado en algunas normativas, la misma que se indica a continuación:

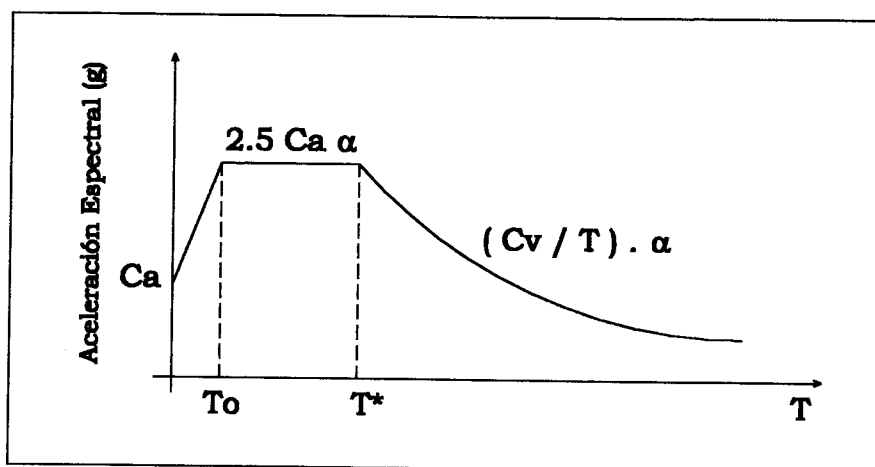


Figura 18 Espectro de diseño elástico del Código UBC-97.

Tabla 9 Factor C_a , para algunos factores de Zona sísmica Z , del UBC-97

PERFIL DE SUELO	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.20$	$Z=0.30$	$Z=0.40$
S_a	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32
S_b	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40
S_c	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40
S_d	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44
S_e	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36
S_f					

Tabla 10 Factor C_v , para algunos factores de Zona sísmica Z , del UBC-97

PERFIL DE SUELO	$Z=0.075$	$Z=0.15$	$Z=0.20$	$Z=0.30$	$Z=0.40$
S_a	0.06	0.12	0.16	0.24	0.32
S_b	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40
S_c	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56
S_d	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64
S_e	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96
S_f					

Tabla 11 Tipos de Suelos de acuerdo al UBC-97

TIPO DE SUELO	V_s m/s	VALORES N DEL SPT	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA S_u
S_a Roca dura	> 1500		
S_b Roca	$760 < V_s < 1500$		
S_c Muy densa	$360 < V_s < 760$	> 50	$> 100 KPa$
o Roca suave			
S_d Firme	$180 < V_s < 360$	$15 < N < 50$	$50 KPa < S_u < 100 KPa$
S_e Blando	< 180	< 15	$< 50 KPa$
S_f Especial			

- Para $T = 0$, la aceleración espectral de diseño del UBC-97, es igual a C_a , que representa la aceleración máxima de la superficie del terreno y únicamente para el caso de un perfil de suelo S_b equivale a la aceleración máxima del suelo en roca A_0 .

En la tabla 11, se indican la clasificación de los suelos del UBC-97. Para el suelo tipo S_f se requiere una evaluación específica del sitio y pueden ser uno de los siguientes suelos:

- Suelos vulnerables a potenciales fallas o colapso durante cargas sísmicas, tales como suelos licuables, arcillas altamente sensitivas, conglomerados débiles.
- Turbas y/o arcillas altamente orgánicas ($H > 3.05m$. de turba y/o arcilla altamente orgánica. Siendo H el espesor del suelo).
- Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.62m$. con $IP > 75$).
- Arcillas blandas o medianamente duras de mucho espesor ($H > 36.58m$.)

10 EQUIVALENCIA ENTRE LOS PERFILES DE SUELO

Para analizar las formas espectrales de las normativas de los países bolivarianos, cuyos espectros se han indicado. Es necesario diferenciar en las definiciones de los distintos tipos de suelo. Por este motivo, en la tabla 12, se presenta una equivalencia de los perfiles de suelo de la Norma COVENIN 1756-98 de Venezuela, NSR-98 de Colombia, CEC-2000 de Ecuador y la Norma Técnica E.030 de Perú, los mismos que se comparan con relación al UBC-97.

11 COMPARACIÓN DE LAS FORMAS ESPECTRALES DE LOS PAÍSES DE LA C.A.F.

En la tabla 13, se han indicado los períodos T_0 , T^* y T^+ . Además del valor β , con el objeto de que el lector analice dichos valores, con las correspondientes ecuaciones que han sido descritas en los apartados anteriores para las normativas COVENIN 1756-98 de Venezuela, NSR-98 de Colombia, CEC-2000, de Ecuador y E.030 de Perú.

Tabla 12 Equivalencia de los perfiles de suelo de las normativas de Países Bolivarianos con el UBC-97

NOMBRE DE UBC-97	UBC-97	VENEZUELA 1998	COLOMBIA 1998	ECUADOR 2000	PERÚ 1997
Roca dura	S_a	S1	S1	S1	S1
Roca	S_b	S1	S1	S1	S1
Roca suave o muy denso	S_c	S1-S2	S1-S2	S1	S1
Suelo firme	S_d	S1-S2-S3-S4	S2-S3	S2-S3	S2-S3
Suelo blando	S_e	S2-S3	S3-S4	S3	S3
Suelo especial	S_f			S4	S4

Tabla 13 Valores de T_o , T^* , T^+ y β , de las Normativas de los Países Bolivarianos

PERFIL DE SUELO	PAÍS	T_o seg	T^* seg	T^+ seg	β
S1	VENEZUELA-98	0.1	0.40	—	2.4
	COLOMBIA-98	0.3	0.52	2.40	2.5
	ECUADOR-2000	0.1	0.50	2.50	2.5
	PERÚ-97	—	0.40	—	2.5
S2	VENEZUELA-98	0.2	0.80	—	2.6
	COLOMBIA-98	0.3	0.62	2.88	2.5
	ECUADOR-2000	0.1	0.52	3.11	3.0
	PERÚ-97	—	0.6	—	2.5
S3	VENEZUELA-98	0.3	1.20	—	2.8
	COLOMBIA-98	0.3	0.78	3.60	2.5
	ECUADOR-2000	0.16	0.82	4.59	2.8
	PERÚ-97	—	0.90	—	2.5
S4	VENEZUELA-98	0.4	1.60	—	3.0
	COLOMBIA-98	0.3	1.04	5.08	2.5
	ECUADOR-2000	0.4	2.00	10.00	2.5
	PERÚ-97			—	2.5

12 CONCLUSIONES

Se han presentado varias zonificaciones sísmicas de algunos países de la Corporación Andina de Fomento, que fueron publicados por 1980, los mismos que se han comparado con las zonificaciones que se encuentran en las normativas vigentes al año 2000, en los países indicados.

Por otra parte, se han presentado los espectros de diseño elástico, que están vigentes a principios del nuevo siglo, en Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú, con el objeto de que el lector pueda compararlos. Si bien es cierto, las edificaciones se diseñan con un espectro inelástico, no es menos cierto que este se obtiene a partir del espectro elástico.

Del estudio a las zonificaciones sísmicas como a la forma del espectro de elástico, de los países bolivarianos indicados, se desprenden las siguientes conclusiones:

- Las zonificaciones sísmicas que fueron publicadas en los años ochenta, en los Países de la C.A.F. tienen una buena aproximación con las zonificaciones que están vigentes al año 2000. Lógicamente, en la actualidad se tiene una mayor información lo que ha permitido delimitar con mayor precisión la amenaza sísmica especialmente en Venezuela y Colombia.
- A nivel de fronteras, la aceleración máxima del suelo en roca tiene buena aproximación, esto se observa tanto en las zonificaciones publicadas a principio de los años ochenta como en las últimas publicaciones. Sin embargo estrictamente, no coinciden los valores.
- En general, la forma de los espectros elásticos de los países bolivarianos, difieren entre si y esto se debe a la forma como de clasificación de los suelos. Por indicar un caso, en forma general un perfil de suelo S3, corresponde a un suelo blando pero existen diferencias muy marcadas en la clasificación de este tipo de suelo de acuerdo a las normativas de Venezuela, Colombia y Ecuador, fundamentalmente.

REFERENCIAS

1. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales, "Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios empleados en Venezuela", *Biblioteca de la Academia*, Vol XXXIII, 662 p, Caracas 1997.
2. ACIS, "Requisitos Sísmicos para Edificios - Norma AIS 100-81", *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, 58 p, Bogotá, 1981.
3. Aguiar R., "Cuantificación de la amenaza sísmica del Ecuador en términos probabilísticos y mapa de zonificación", *Tesis de Maestría en Ciencias, Universidad Central de Venezuela*, Caracas, 1982.
4. Aguiar R., "El sismo del 4 de febrero de 1797", *VI Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural*, 16 p, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Noviembre de 1991.
5. Aguiar R. y Lozada R., "El sismo de Pujilíde 1996 y el CEC-99", *XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Universidad Católica de Quito*, 296-305, Quito, Marzo del 2000.
6. Algermissen S. y Perkins D., "A technique for seismic zoning: general considerations and parameters microzonation", *Conference Seattle*, 1972.

7. Algermissen S y Perkins D., "A probabilistic estimate of maximum acceleration in rock in the contiguous United States U.S.", *Geological Survey*, 1976.
8. ATC-3-05, "Final review draft of recommended comprehensive seismic design provisions for buildings", *Applied Technological Council, Palo Alto, California*, Sponsored by N.S.F.R. Applied to National Needs Program and N.B.S. California, **ATC-3-05**, 1978.
9. ATC 33-03, "Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings", *Applied Technology Council, 75% Submittal, Third Draft*, 3 Volumen, Redwood City, 1995.
10. Atuesta J., "Evaluación de Riesgos Sísmicos para Colombia", *Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de los Andes*, Bogotá, 1972.
11. Casaverde L y Vargas J., "Zonificación sísmica del Perú", *II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica Resistente, Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica*, Lima, 1980.
12. CERESIS, "Catálogo de terremotos para América del Sur, Datos de Hipocentros", *Centro Regional de Sismología para América del Sur*, 1985.
13. Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN, "Edificaciones Antisísmicas. Norma Venezolana", *MIMDUR-FUNVISIS-COVENIN Provisional 1756-80* 82, 67 p + Comentarios, Caracas, Venezuela, 1982.
14. Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN, "Edificaciones Sismorresistentes. Norma Covenin 1756-98", *MIMDUR-FUNVISIS-COVENIN*, 81 p + Comentarios, Caracas, Venezuela, 1998.
15. Chavez J., "Regionalización Sísmica del Perú mediante intensidades", *U. N. I. Tesis de Grado*, Perú, 1975.
16. Der Kiureghian A. and Ang A., "A fault rupture model for seismic risk analysis", *Bulletin of Seismological Society of America*, **67**, 1977.
17. Espinosa A., Casaverde L., Michael J., Alva J. y Vargas J., "Earthquake catalog of Peru", *Instituto Geográfico Nacional*, Madrid, 1985.
18. Estrada G. y Ramirez E., "Mapa de Riesgo Sísmico para Colombia", *Instituto de Geofísico de los Andes*, Bogotá, 1977.
19. Grases J., "Investigación sobre los sismos destructores que han afectado al Centro y Occidente de Venezuela", *Proyecto INTEVED*, Caracas, 1980.
20. Grases J., "Fundamentos para la elaboración del nuevo mapa de zonificación sísmica de Venezuela", *FUNVISIS Fundación Venezolana de Ingeniería Sísmica*, Serie Técnica 05-84, 32 p, Caracas, 1985.
21. Iglesias R., Eguez A., Perez V., Molina G., "Mapa sismotectónico del Ecuador", *Escuela Politécnica del Ejército y Dirección Nacional de Defensa Civil*, 188 p, Quito, 1991.
22. McGuire R., "Fortran computer program for seismic risk analysis", *United States Department of the Interior Geological Survey*, Open-File Report 76-67, 90 p, 1976.
23. Norma Técnica de Edificación E.030, "Diseño Sismorresistente", *Reglamento Nacional de Construcciones*, Perú, 1997.

24. NSR-98, "Normas colombianas de diseño y construcciones sismo resistente", *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica*, Tomo 1, Colombia, 1998.
25. PDVSA JA-221, "Diseño sismorresistente de instalaciones industriales", *PDVSA. Manual de Ingeniería de Diseño*, **18**, 53 p, Caracas, 1999.
26. Sarria A., Bernal C. y Echeverry D., "Estudio preliminar del riesgo sísmico en Colombia con base en curvas de isoaceleración", *Segundo Seminario Colombiano de Geotecnia*, Bogota, 1980.
27. SEAOC, "Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", *Structural Engineers Association of California*, Sacramento, 1995.
28. Yépez F., "Zonificación Sísmica del Ecuador", *Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000*. Última versión enviada por Internet en Mayo del 2000, Quito, Mayo del 2000.
29. ICBO, "UBC- Uniform Building Code 1997 Edition", *International Conference of Building Officials*, ICBO, 3 Vol, Whittier, CA, USA, 1997.
30. J. Argudo, "Incorporación de los efectos de sitio en la Norma de Diseño Sísmico Ecuatoriana", *XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 277- 295, Quito, 2000.

Diseño sismorresistentes de edificios con paneles prefabricados de hormigón armado

Francisco J. Crisafulli

Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo
Casilla de Correos 405
Mendoza, 5500, Argentina
E-mail: jcrisa@raiz.uncu.edu.ar

José I. Restrepo y Robert Park

Department of Civil Engineering
University of Canterbury
Christchurch, New Zealand

RESUMEN

Las estructuras de paneles prefabricados de hormigón armado son usadas ampliamente en edificios sismorresistentes de baja y mediana altura. La principal ventaja de este sistema radica en la rapidez y simplicidad de construcción. La respuesta observada en edificios reales sometidos a terremotos, y también en ensayos de laboratorio, indica que las uniones entre los distintos elementos representan zonas vulnerables de la construcción que deben diseñarse cuidadosamente para evitar modos de falla frágiles.

Este trabajo describe un proyecto de investigación desarrollado en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, destinado a investigar la respuesta sísmica de paneles prefabricados y sus uniones. Las tareas de investigación comprendieron la descripción y evaluación analítica de las uniones más comunes usadas en este tipo de construcción, la verificación experimental del comportamiento de varias uniones típicas, y la formulación de recomendaciones para diseño.

La principal conclusión es que se puede lograr una respuesta estructural medianamente dúctil si se evitan los modos de falla frágil que pueden originarse en los paneles y en las uniones. En base a los conceptos de "diseño por capacidad" se proponen criterios para el dimensionamiento y verificación que permiten lograr este objetivo.

ABSTRACT

This paper discusses the seismic design of structures incorporating precast reinforced concrete wall panels, which are commonly used in low-rise buildings located in seismic areas. Experimental and analytical research was carried out to investigate the seismic behaviour of this type of structures and the connections between the different elements.

Based on test results, and using principles of capacity design, simple procedures are proposed for the seismic design and recommendations are given for the adequate construction of precast wall panels and their connections.

1 INTRODUCCIÓN

El uso de elementos prefabricados de hormigón armado como componentes estructurales en edificios ha experimentado un amplio desarrollo a nivel mundial desde la década del 50'. Este tipo de construcciones se conoce también con la denominación en inglés "tilt-up" (que significa, literalmente, "inclinar" y "arriba") debido a que usualmente los paneles se fabrican en la obra, apilados uno arriba del otro, y luego son izados para su montaje. Las ventajas más importantes de la incorporación de elementos prefabricados son la simplificación del proceso constructivo en obra, la reducción de costos y la disminución del tiempo de ejecución. Sudamérica no ha sido ajena a esta tendencia mundial, por lo que las construcciones con paneles prefabricados se ha incrementado notablemente, especialmente para edificios comerciales e industriales, reemplazando, en ciertos casos, a la mampostería como principal alternativa. La Fig. 1 muestra algunos ejemplos típicos de estas construcciones.

El comportamiento ante acciones sísmicas de este tipo de estructuras es claramente diferente de aquel que experimentan estructuras similares construidas de hormigón armado monolítico, razón por la cual el diseño debe realizarse en forma cuidadosa teniendo en cuenta las particularidades del sistema constructivo (Guidelines for the Use of Precast Concrete in Buildings, 1991, Wood, 1988). El diseño de edificios sismorresistentes formados por paneles prefabricados debe asegurar que la estructura se comporte satisfactoriamente ante cargas de servicio, que exista un razonable margen de seguridad antes de alcanzar la carga máxima y que no se produzca el colapso total en el estado último. Para lograr estos objetivos se deben estudiar cuidadosamente las distintas etapas que comprenden el proceso constructivo, esto es: diseño conceptual, análisis estructural, detalles, fabricación, transporte, montaje y materialización de las uniones.

Desde el punto de vista de la normativa vigente, la mayoría de los reglamentos no presenta consideraciones particulares para el caso de paneles prefabricados. Algunos códigos contemplan el caso de estructuras prefabricadas pero sin distinguir las particularidades de los paneles prefabricados de hormigón armado. Por ejemplo, el Código de Construcciones Sismorresistentes de Mendoza, 1987, contiene una sección dedicada a las construcciones de hormigón prefabricado en general, donde se da especial énfasis al diseño y cálculo de las uniones, considerando que éstas representan los puntos más vulnerables. El criterio general seguido por dicha norma se basa en los principios básicos del "diseño por capacidad" (Paulay y Priestley, 1992), requiriendo condiciones de resistencia y deformabilidad que aseguran que la capacidad de las uniones es mayor que la de los componentes a vincular. Este criterio permite evitar modos de falla frágiles o indeseados, concentrando las deformaciones plásticas en zonas de la estructura especialmente seleccionadas y diseñadas para tal efecto. Si bien estos conceptos de diseño sismorresistente son de validez general, su aplicación al caso de construcciones prefabricadas requiere de algunas consideraciones particulares, las cuales son discutidas en las secciones siguientes.

Este trabajo presenta una descripción general de un programa de investigación analítico-experimental desarrollado en la Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda, destinado a evaluar el comportamiento sísmico de paneles de hormigón armado prefabricado y sus conexiones. Dada la extensión del trabajo desarrollado se presentan solamente las conclusiones más importantes relacionadas con el diseño sismorresistente de este tipo de estructuras. La descripción completa del programa de investigación puede encontrarse en el reporte principal (Restrepo, Crisafulli y Park, 1996).

2 ORGANIZACIÓN DEL PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN

En un seminario previo realizado entre investigadores, autoridades municipales, ingenieros calculistas y representantes de la industria de la construcción se discutieron los aspectos más importantes relacionados con el diseño de edificios "tilt-up", como así también inquietudes, dudas y necesidades de investigación. En base a estas discusiones se delineó un programa de investigación, que comprendió cuatro etapas principales:

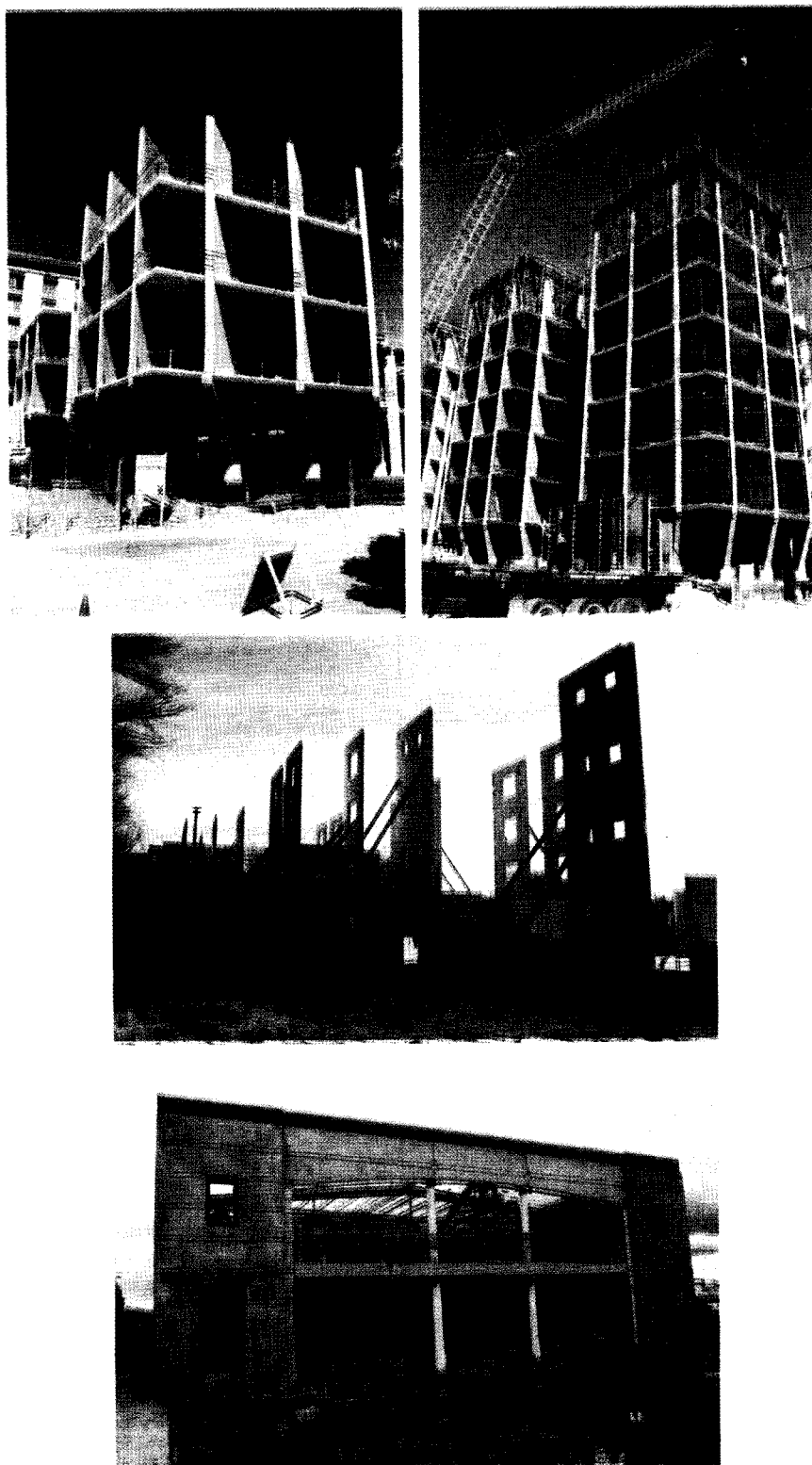


Figura 1. Ejemplos típicos de estructuras con paneles prefabricados de hormigón armado

- Relevamiento y descripción de las uniones más comunes usadas en este tipo de construcción,
- Evaluación analítica de cada tipo de unión en base a su comportamiento estructural y a sus características constructivas,
- Verificación experimental del comportamiento de varias uniones típicas sometidas a cargas que simulan la acción inducida por terremotos,
- Formulación de métodos simples y recomendaciones para el diseño de estructuras sismorresistentes.

3 CATÁLOGO DE DETALLES DE CONEXIONES

Los detalles de uniones comúnmente usados en la construcción de edificios de paneles prefabricados fueron clasificados de acuerdo al tipo y compilados en un catálogo. Este catálogo presenta una descripción detallada de cada unión, como así también los criterios de diseño y el proceso constructivo. Los distintos detalles incluidos en el catálogo corresponden a uniones de paneles a nivel de fundación, entre paneles y losas prefabricadas y conexiones entre paneles a lo largo de juntas verticales. La Fig. 2 muestra como ejemplo un caso típico extraídos de este catálogo.

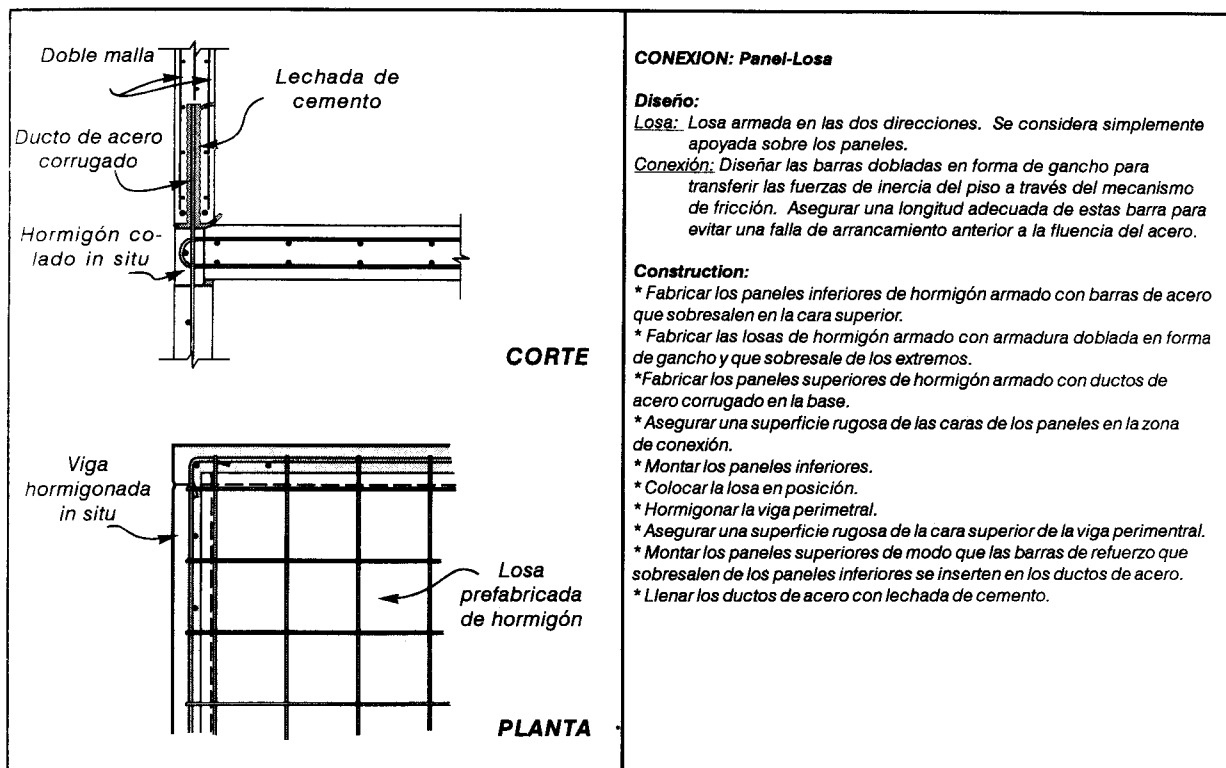


Figura 2. Ejemplo del catálogo de conexiones

La unión más adecuada para cada caso particular debe seleccionarse teniendo en cuenta los requerimientos estructurales, las técnicas constructivas y las condiciones de montaje. Cada componente de la unión debe dimensionarse de acuerdo a los conceptos del diseño por capacidad de modo de evitar falla frágiles. Por ejemplo, en una barra de refuerzo anclada en un panel debe asegurarse que la misma puede desarrollar su capacidad resistente en fluencia sin que ocurra una falla por arrancamiento.

4 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PANELES PREFABRICADOS

4.1 Consideraciones generales

Los paneles prefabricados de hormigón armado se usan como elementos estructurales para proporcionar resistencia ante acciones sísmicas en construcciones de baja altura, usualmente no más de 3 o 4 pisos. Por sus características estructurales, estas construcciones normalmente son muy rígidas, con períodos fundamentales de vibración menores a 0.40 s, y son diseñadas como estructuras de ductilidad limitada.

Desde el punto de vista del diseño sismorresistente, es conveniente identificar el mecanismo de deformación plástica esperado en la estructura ante la ocurrencia de un sismo severo. Para el caso de los paneles prefabricados, el mecanismo más conveniente se obtiene a través de la formación de rótulas plásticas por flexión en la base de los paneles. De este modo, los paneles pueden diseñarse como vigas en voladizo, de acuerdo a procedimientos de cálculo sencillos, considerando que la fundación se mantiene en el rango elástico. La Fig. 3 ilustra en forma esquemática un ejemplo en el que los paneles prefabricados están conectados a una viga de fundación, la cual apoya sobre tres pilotes capaces de resistir esfuerzos de compresión y tracción a los efectos de absorber el momento de vuelco originado por las acciones laterales.

Es importante considerar en el estudio de las fundaciones los efectos que pueden producirse en las esquinas del edificio debido a la superposición de acciones sísmicas en las dos direcciones perpendiculares consideradas en el análisis.

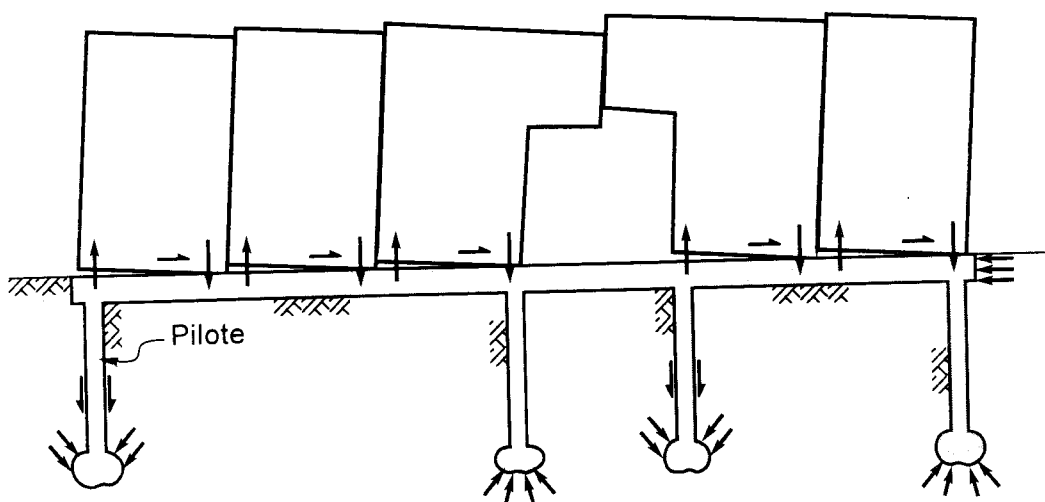


Figura 3. Sistema de fundación típico para paneles prefabricados

Un problema que encuentra el ingeniero calculista al diseñar edificios con paneles prefabricados es la interpretación y cumplimiento de los requerimientos de los códigos sismorresistentes relacionados con los detalles de armado en las zonas de formación de rótulas plásticas. Debe considerarse que el comportamiento de los paneles puede ser diferente que el de muros monolíticos de hormigón armado.

Las distintas conexiones entre los paneles y la viga de fundación pueden clasificarse en dos grupos: conexiones continuas y discontinuas. En el primer caso, la región crítica se produce en hormigón monolítico y los paneles deben ser diseñados de acuerdo a los requerimientos para muros estructurales de hormigón armado del código sismorresistente. En el segundo caso, conexiones discontinuas, la unión presenta reducida resistencia a tracción, por ejemplo cuando los paneles se asientan sobre la fundación con una junta de mortero. De este modo la región crítica se induce deliberadamente en la unión panel-fundación. Este tipo de conexiones se analiza en detalle en las secciones siguientes.

4.2 Diseño por flexión

En los edificios tipo "tilt-up" se observa normalmente que las tensiones inducidas en los paneles por acciones sísmicas son reducidas, debido a las características estructurales típicas de estas construcciones (baja

a mediana altura y gran densidad de paneles). Por ello, la aplicación de las cuantías mínimas que especifican los códigos para muros estructurales de hormigón armado no serían necesarias en este caso. La estructura puede diseñarse para que la resistencia a flexión sea controlada por las barras de acero que cruzan la conexión (ver Figs. 4 y 6).

En base a los principios del diseño por capacidad, se puede forzar la formación de una rótula plástica en la conexión panel-fundación, evitando así el agrietamiento del panel debido a flexión o corte. Para ello se debe asegurar que el momento de fisuración del panel, M_{cr} , sea mayor que el momento resistente de la conexión, M_{uc} (considerando sobrerresistencia), esto es $M_{cr} > M_{uc}$, como se indica en la Fig. 4. Resultados experimentales indican que el comportamiento estructural es adecuado, resultando además en un diseño económicamente conveniente de los paneles.

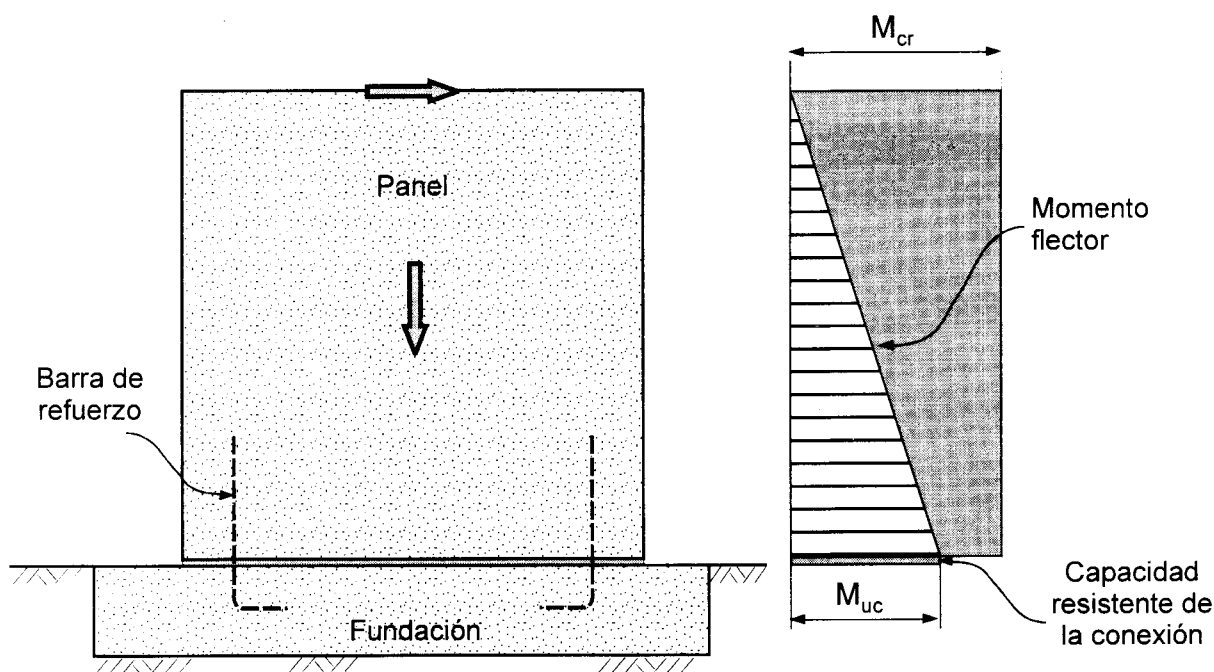


Figura 4. Criterio de diseño para paneles con conexiones discontinuas

La respuesta estructural de paneles con conexiones discontinuas diseñados de acuerdo al criterio propuesto está controlada principalmente por las características de las barras de refuerzo que atraviesan la unión. Estas barras deberían tener una deformación última no menor al 10% para asegurar una adecuada capacidad de deformación lateral de los paneles. Además es conveniente que el acero de refuerzo exhiba endurecimiento de posfluencia y que el diámetro de las barras no sea muy pequeño para asegurar penetración de la fluencia de la barra dentro del panel y de la viga de fundación (se recomienda que el diámetro de las barras sea 0.08 a 0.10 veces el espesor del panel). Considerando que una falla por compresión en el hormigón no es probable, no es necesario especificar detalles especiales con armadura de refuerzo transversal para confinar el hormigón o prevenir el pandeo de barras de refuerzo comprimidas.

A los efectos de calcular el momento resistente en la conexión, M_{uc} , se recomienda considerar en las barras de refuerzo una tensión igual a $1.25 f_y$, siendo f_y la tensión característica de fluencia del acero. El momento de fisuración en el panel puede calcularse usando un módulo de ruptura del hormigón igual a $0.6 \sqrt{f'_c}$, donde f'_c es la resistencia característica a compresión del hormigón (en MPa). Es importante considerar en el cálculo del momento de fisuración el efecto negativo sobre la resistencia a tracción del hormigón resultante de malas condiciones de curado in situ. Los paneles prefabricados deben reforzarse, por ejemplo con armaduras en forma de U, en la zona de anclaje de las barras verticales destinadas a resistir el momento de vuelco. Dichas barras deben tener una longitud de anclaje adecuada tanto en el panel como en la viga de fundación.

vuelco. Dichas barras deben tener una longitud de anclaje adecuada tanto en el panel como en la viga de fundación.

4.3 Diseño por corte

Siguiendo un criterio similar al propuesto para el diseño por flexión, es conveniente que no se desarrollen grietas de corte en el panel que podrían conducir a una falla frágil. Para lograr este objetivo se sugiere que la tensión de corte nominal en el panel, τ , verifique:

$$\tau = \frac{V_u}{A_p} \leq 0.17 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)}$$

donde V_u es el corte en el panel asociado con el desarrollo de la resistencia de flexión en la conexión y A_p es el área horizontal del panel.

Un aspecto crítico a considerar en el diseño de paneles prefabricados es la transferencia de corte a través de la conexión discontinua. Si la respuesta esta controlada por deslizamiento horizontal en la conexión, la capacidad de disipar energía disminuye considerablemente debido al estrechamiento de los ciclos de histéresis. Este aspecto puede ser muy importante en la respuesta dinámica de estructuras con periodo de vibración reducido (estructuras muy rígidas). Además la ocurrencia de deslizamiento horizontal por corte puede impedir, cuando no es considerado adecuadamente en el diseño, el desarrollo de la capacidad flexional de la conexión.

La transferencia de corte en la conexión comprende dos mecanismos básicos: fricción y acción de dovola. El coeficiente de fricción para paneles de hormigón asentados sobre una junta de mortero es menor que en grietas de hormigón monolítico y decrece bajo la acción de cargas cíclicas. Resultados experimentales obtenidos en este proyecto de investigación (Restrepo, Crisafulli y Park, 1996) indican que el coeficiente de fricción puede tomarse como 0.70 en estado de servicio y 0.50 en estado último (considerando degradación por acciones cíclicas).

La acción de dovola se desarrolla principalmente por torcedura de las armaduras verticales en tracción o por flexión en el refuerzo comprimido. La Fig. 5 muestra dos casos extremos de carga que pueden encontrarse en paneles prefabricados.

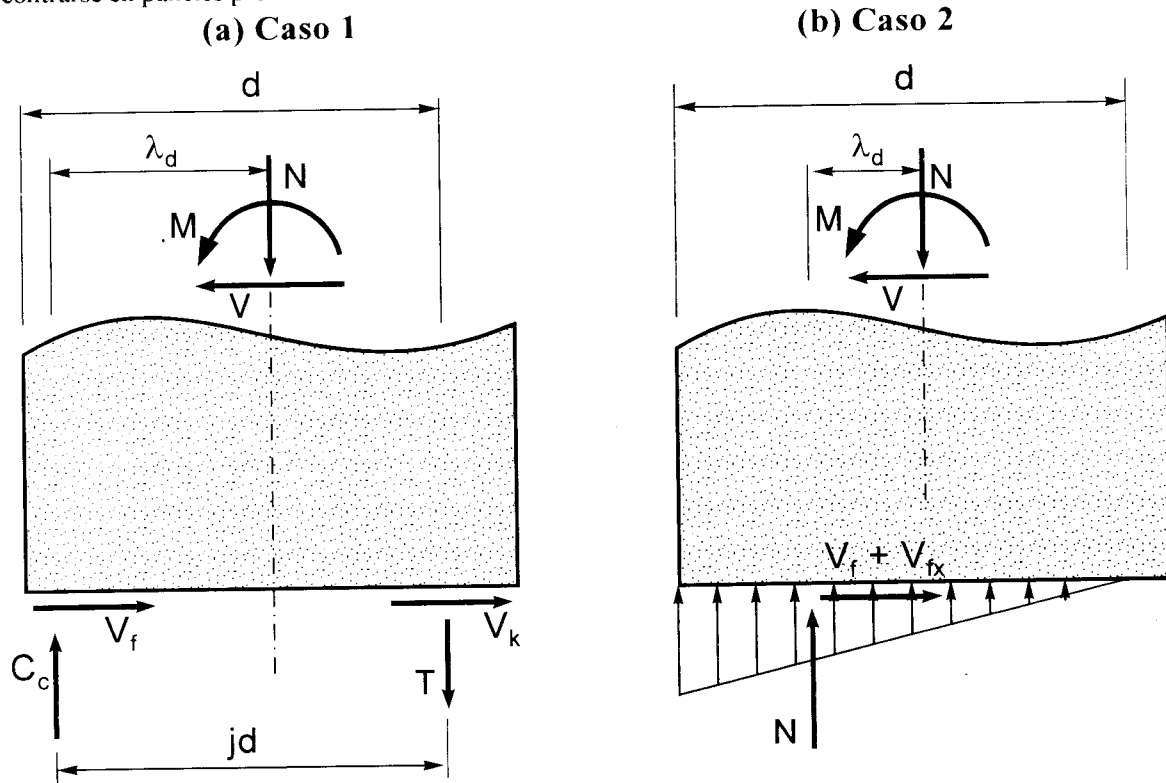


Figura 5. Casos considerados para la evaluación del mecanismo de transferencia de corte

En el primer caso, Fig. 5(a), las cargas laterales producen que la resistencia flexional se desarrolle en la conexión. En este caso, la resistencia al corte es controlada por fricción, V_f , y torcedura, V_k , en las armaduras verticales traccionadas. El segundo caso, representado en la Fig. 5(b), corresponde a paneles con relaciones geométricas h/L_p bajas, donde el momento de vuelco es balanceado completamente por las cargas gravitatorias. En este caso, el esfuerzo de corte en la conexión es resistido por fricción, V_f , y flexión del refuerzo vertical comprimido (que se flexiona en doble curvatura cuando el panel se desliza).

Es conveniente que la conexión no experimente deslizamientos por corte para cargas correspondientes al estado límite de servicio. Por ello, la fuerza de corte tiene que ser transferida completamente a través de un mecanismo de fricción. Como se indicó anteriormente, el coeficiente de fricción puede tomarse en este caso como $\mu_f = 0.70$ para conexiones con junta de mortero. Cuando el refuerzo vertical que atraviesa la conexión está concentrado en los extremos del panel, se puede demostrar (Restrepo, Crisafulli y Park, 1996)

$$\frac{N}{V} \geq 2.9 \left(1 - 0.77 \frac{h}{L_p} \right) \quad \text{o} \quad \frac{N}{V} \geq 1.43$$

que una de las siguientes inecuaciones debe verificarse:
mientras que si el refuerzo se encuentra uniformemente distribuido:

$$\frac{N}{V} \geq 5 \left(1 - 1.1 \frac{h}{L_p} \right) \quad \text{o} \quad \frac{N}{V} \geq 1.43$$

donde V es la fuerza de corte en la conexión resultante de las acciones sísmicas en el estado límite de servicio, h es la distancia vertical entre la resultante de las fuerzas sísmicas laterales, L_p es la longitud del panel y N es la fuerza axial en el estado límite de servicio (positiva cuando es de compresión).

La resistencia a corte de la conexión en estado límite último puede calcularse como la suma de las contribuciones de los mecanismos de transferencia por fricción y acción de dovola. La componente friccional, que se desarrolla en la zona comprimida de la conexión, debe considerar el efecto de degradación debido a la aplicación de cargas cíclicas. En base a los datos experimentales obtenidos en la Universidad de Canterbury, se recomiendan valores del coeficiente de fricción $\mu_f = 0.50$ y del ángulo de torcedura $\kappa = 12^\circ$ para ser considerados en este caso. Estos valores fueron evaluados en ensayos cíclicos de paneles prefabricados asentados en una junta de mortero sobre una superficie rugosa (con rugosidades del orden de 3 a 5 mm). Valores más elevados podrían usarse cuando se aseguren mejores condiciones de transferencia de corte por fricción en la conexión. Sin embargo es conveniente emplear valores conservativos dado los escasos resultados experimentales disponibles. Para el ángulo de torcedura κ no deberían usarse valores mayores que el indicado anteriormente, dado que esto implicaría grandes deslizamientos relativos en la conexión que afectan la respuesta histerética.

La fuerza de corte transferida por fricción y acción de dovola (torcedura) $V_f + V_k$, puede evaluarse en base a los valores de μ_f y κ mencionados y usando consideraciones equilibrio para estimar la posición del eje neutro. Puede demostrarse (Restrepo, Crisafulli y Park, 1996) que para paneles conectados con armadura concentrada en los extremos:

$$V_f + V_k = 0.8 \frac{h}{L_p} V_u + 0.14 N_u$$

y para paneles conectados con armadura distribuida:

$$V_f + V_k = 1.1 \frac{h}{L_p} V_u$$

donde V_u es la fuerza de corte correspondiente al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la conexión y N_u es la carga axial de diseño para el estado límite último. Para estructuras rígidas con periodos menores de 0.40 s no es necesario considerar los factores de magnificación dinámica usualmente considerados en el diseño por capacidad (Paulay y Priestley, 1992). Las Ecs. (3) fueron deducidas considerando paneles con bajo nivel de carga axial, $N_u/(A_p f_c) < 0.06$, que representa una situación usual en este tipo de construcciones.

Existen distintas alternativas para mejorar la resistencia a corte de la conexión cuando la fuerza V_u excede el valor resultante de la aplicación de las Ecs. (3). Por ejemplo, una solución para paneles conectados con armadura vertical concentrada en los extremos es modificar el diseño considerando armadura distribuida. Otra solución es agregar barras de acero lisas que transfieren corte por acción de dovela sin incrementar la resistencia a flexión de la conexión (dado que no desarrollan adherencia con el hormigón). El área total de barras a colocar en la conexión, A_{sd} , puede estimarse en base a la consideración de que la fuerza de corte transferida por dichas barras es $V_d = 0.41 A_{sd} f_{yd}$, donde f_{yd} es la tensión de fluencia de las barras lisas que se agregan en la conexión. Por lo tanto, la fuerza a ser resistida por las barras adicionales es:

$$V_d = V_u - (V_f + V_k)$$

y el área de acero requerida es:

$$A_{sd} = 2.4 \frac{V_d}{f_{yd}}$$

Las barras lisas, con una longitud mayor a 20 veces el diámetro, deben colocarse en la viga de fundación con la mitad sobresaliendo de la misma, para luego insertarse en pequeños ductos colocados en la base del panel que son llenados con mortero de cemento (grout).

En construcciones de varios pisos puede ser necesario el uso de juntas constructivas horizontales en niveles intermedios para unir dos paneles entre sí. Estas juntas deben diseñarse a los efectos de evitar el deslizamiento horizontal por corte para cargas correspondiente al estado límite de servicio, por lo que la conexión debe verificar las Ecs. (2) que aseguran dicha condición. En estado último, los paneles y las conexiones deben transmitir el momento de vuelco actuante a ese nivel en rango elástico. Sin embargo, las barras de refuerzo que atraviesan la conexión podrían fluir debido a la ocurrencia de deslizamiento horizontal por corte que induce tracción en las mismas. De esta forma las armaduras contribuyen a aumentar la resistencia a corte por fricción de la conexión, debiendo verificarse que (Park y Paulay, 1975):

$$V_u \leq 0.7 (N_u + A_s f_y)$$

donde A_s es el área de las barras de refuerzo de la conexión y f_y su tensión de fluencia.

5 ENSAYO BAJO CARGAS LATERALES DE UN PANEL PREFABRICADO

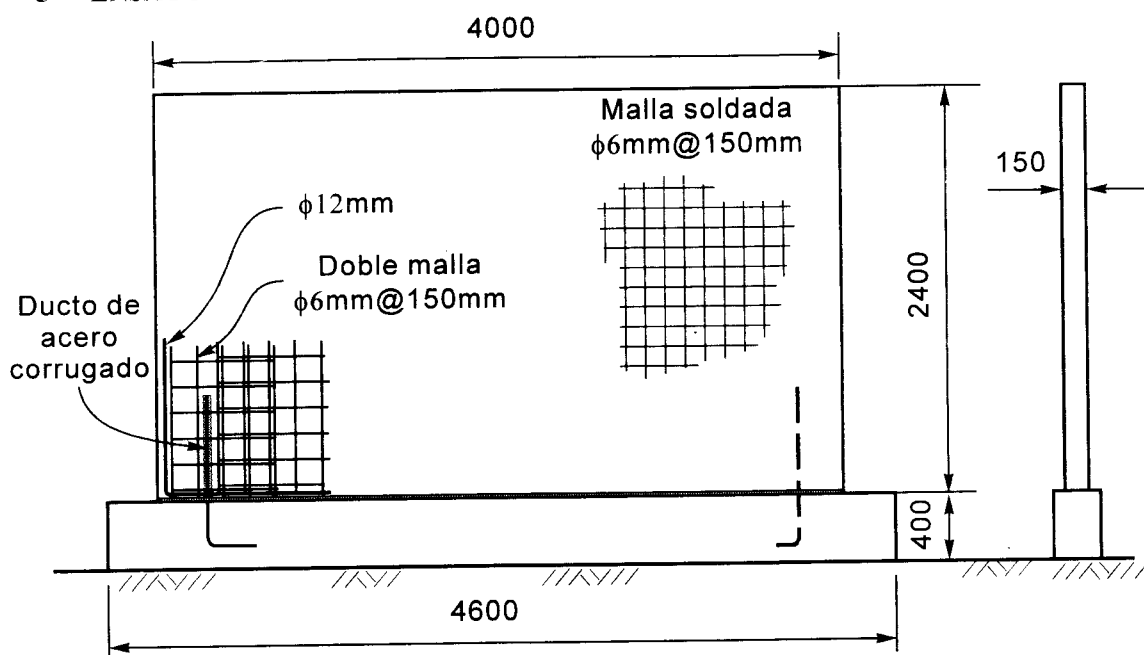


Figura 6. Detalle de la armadura de refuerzo del panel y de la conexión

Se realizó un ensayo en escala 1:1 de un panel prefabricado con el objeto de validar el método de diseño propuesto y evaluar si la concentración de deformaciones plásticas en la conexión limita la ductilidad de la estructura. La Fig. 6 muestra los detalles de armadura del panel y la unión con la viga de fundación, mientras que la Fig. 7 ilustra el pórtico de carga y la disposición general del ensayo.

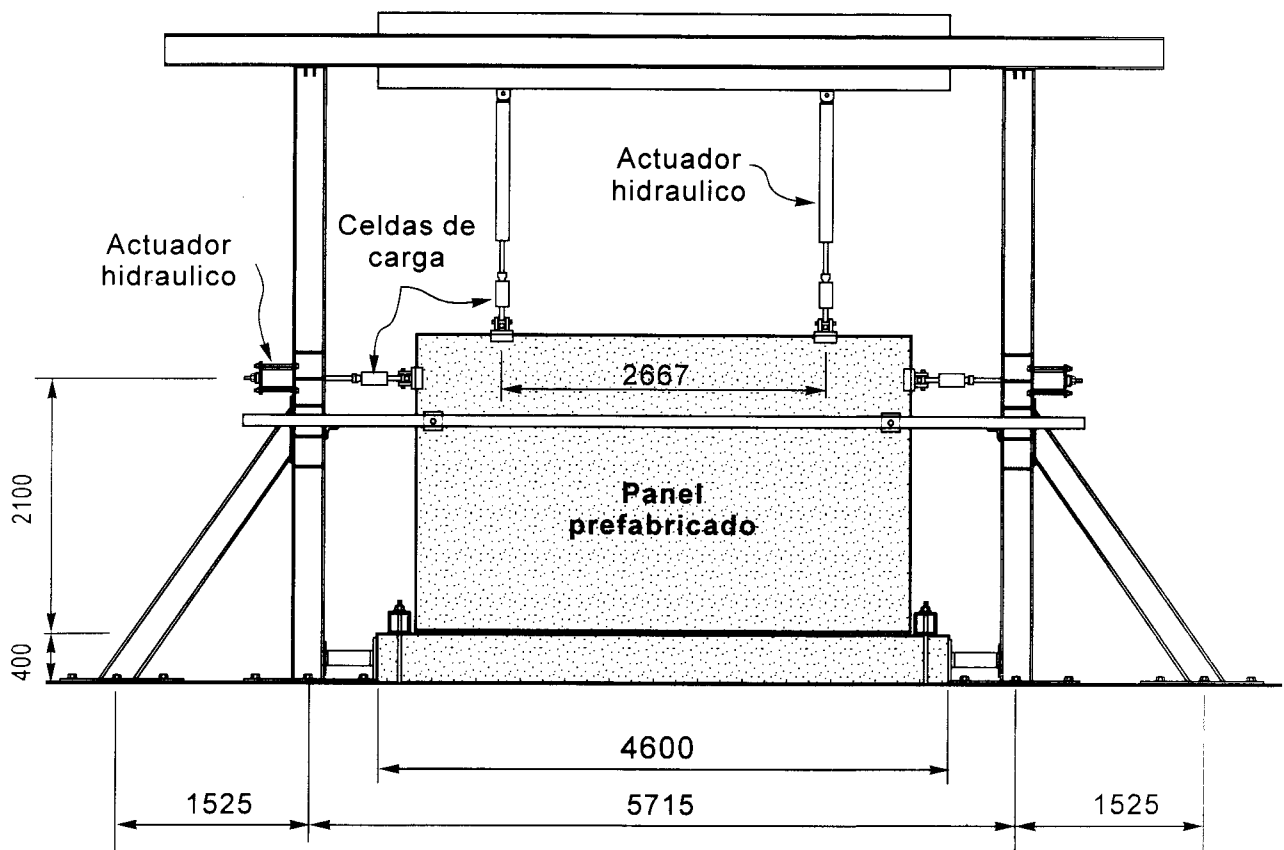


Figura 7. Pórtico de carga y disposición general del ensayo

La fuerza lateral fue aplicada a 2.1 m por encima de la unión usando dos actuadores hidráulicos. Además, se emplearon dos actuadores hidráulicos verticales para aplicar sobre el panel un momento de vuelco adicional para simular un panel de dos pisos de altura en el cual el punto de inflexión se produce a 4.55 m sobre la base. La carga axial en la conexión fue la resultante del peso propio del panel (no se aplicó una fuerza adicional para considerar la situación más desfavorable).

El análisis del mecanismo de transferencia de corte indicó que el panel verificó las condiciones del estado límite de servicio (Ec. 2(a)). El corte máximo medido en el ensayo fue 10% mayor que el obtenido de la aplicación de la Ec. 3(a), que considera la resistencia por fricción y acción de dovola. Por ellos se esperaba que el estrechamiento de los ciclos de respuesta histerética ocurriera en el ensayo para niveles de ductilidad reducidos.

La Fig. 8 presenta la curva fuerza-desplazamiento medida durante el ensayo de la conexión panel-fundación (el desplazamiento horizontal fue medido a 2.1 m de altura sobre la conexión). La respuesta estructural indica un leve estrechamiento de los ciclos de histéresis después de las primeras incursiones en rango inelástico, efecto que fue aumentando paulatinamente a medida que los desplazamientos impuestos en la estructura se incrementaron. Sin embargo, la respuesta representada en la Fig. 8 muestra que el panel tuvo una resistencia constante o con un ligero aumento, hasta ductilidades de desplazamiento del orden de $\mu_s = 10$. El deslizamiento horizontal por corte en la conexión fue el mecanismo que gobernó la respuesta en el rango inelástico. No se observó ningún tipo de fisuras en el panel prefabricado. En general, la respuesta observada en el ensayo fue muy satisfactoria, especialmente cuando se considera que este tipo de estructuras

observada en el ensayo fue muy satisfactoria, especialmente cuando se considera que este tipo de estructuras se diseñan asumiendo ductilidad limitada. El comportamiento podría mejorarse significativamente con el uso de barras lisas en la conexión siguiendo el criterio mencionado en la sección anterior.

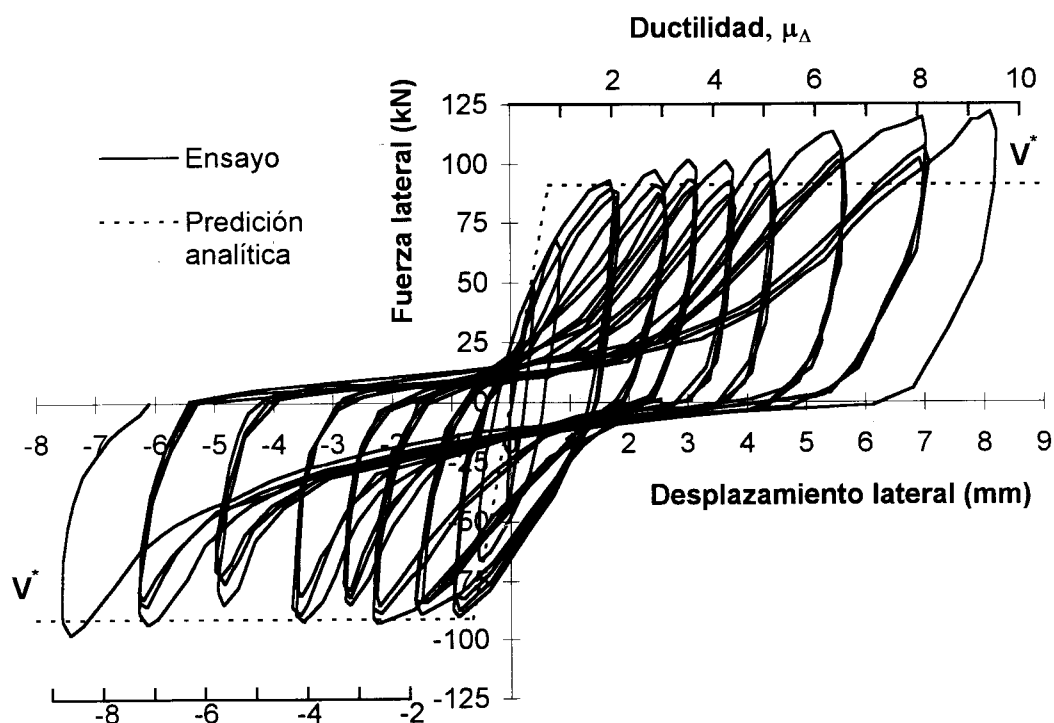


Figura 8. Respuesta del panel ensayado

Este ensayo comprobó que los paneles prefabricados con conexiones discontinuas en la base pueden diseñarse satisfactoriamente para formar una rótula plástica de reducida longitud en la conexión y responder en forma dúctil. Es muy importante destacar además, que el uso de una malla electrosoldada (que exhibe una respuesta frágil por la alteración del acero producida por la soldadura) como principal refuerzo del panel no tuvo efecto negativo en la respuesta del panel ensayado. El hecho de aplicar los conceptos del diseño por capacidad permitió asegurar que el panel no se agriete. En base a estos resultados se concluye que las mallas electrosoldadas pueden usarse como refuerzo en paneles prefabricados, aprovechando de esta forma las ventajas que desde el punto de vista constructivo representan estas mallas.

6 ENSAYO BAJO CARGAS LATERALES DE LA CONEXIÓN VERTICAL ENTRE PANELES PREFABRICADOS

Es una práctica usual conectar los paneles prefabricados en dos o tres puntos a lo largo de la junta vertical usando uniones soldadas. Para ello se dejan platinas de acero embebidas en el hormigón de los paneles (de modo que queden en posición adyacente una vez que los paneles se posicionan en obra) y luego se suelda una platina de acero rectangular que funciona como conector. Estas uniones deben analizarse con cuidado, caso contrario pueden resultar dañadas ante la ocurrencia de sismos de mediana o gran intensidad. El daño de las uniones quizás no comprometa la seguridad de la estructura pero puede ocasionar el cierre temporal del edificio después del terremoto hasta que se realice un estudio más detallado. Dado el potencial de las pérdidas económicas que este tipo de falla puede originar, es conveniente diseñar las uniones soldadas de modo que el conector se comporte como un "eslabón débil" donde se concentran las deformaciones plásticas, evitando de esta forma las fallas frágiles que podrían ocurrir en las soldaduras o en los anclajes de las platinas

Este ensayo comprobó que los paneles prefabricados con conexiones discontinuas en la base pueden diseñarse satisfactoriamente para formar una rótula plástica de reducida longitud en la conexión y responder en forma dúctil. Es muy importante destacar además, que el uso de una malla electrosoldada (que exhibe una respuesta frágil por la alteración del acero producida por la soldadura) como principal refuerzo del panel no tuvo efecto negativo en la respuesta del panel ensayado. El hecho de aplicar los conceptos del diseño por capacidad permitió asegurar que el panel no se agriete. En base a estos resultados se concluye que las mallas electrosoldadas pueden usarse como refuerzo en paneles prefabricados, aprovechando de esta forma las ventajas que desde el punto de vista constructivo representan estas mallas.

6 ENSAYO BAJO CARGAS LATERALES DE LA CONEXIÓN VERTICAL ENTRE PANELES PREFABRICADOS

Es una práctica usual conectar los paneles prefabricados en dos o tres puntos a lo largo de la junta vertical usando uniones soldadas. Para ello se dejan platinas de acero embebidas en el hormigón de los paneles (de modo que queden en posición adyacente una vez que los paneles se posicionan en obra) y luego se suelda una platina de acero rectangular que funciona como conector. Estas uniones deben analizarse con cuidado, caso contrario pueden resultar dañadas ante la ocurrencia de sismos de mediana o gran intensidad. El daño de las uniones quizás no comprometa la seguridad de la estructura pero puede ocasionar el cierre temporal del edificio después del terremoto hasta que se realice un estudio más detallado. Dado el potencial de las pérdidas económicas que este tipo de falla puede originar, es conveniente diseñar las uniones soldadas de modo que el conector se comporte como un "eslabón débil" donde se concentran las deformaciones plásticas, evitando de esta forma las fallas frágiles que podrían ocurrir en las soldaduras o en los anclajes de las platinas embebidas en el hormigón. Para lograr este objetivo, se propone el uso de platinas de acero con una perforación circular, como indica la Fig. 9. Las relaciones más convenientes entre largo y altura de la platina y diámetro del agujero fueron determinadas en base a un estudio paramétrico realizado con modelos de elementos finitos en rango no-lineal.

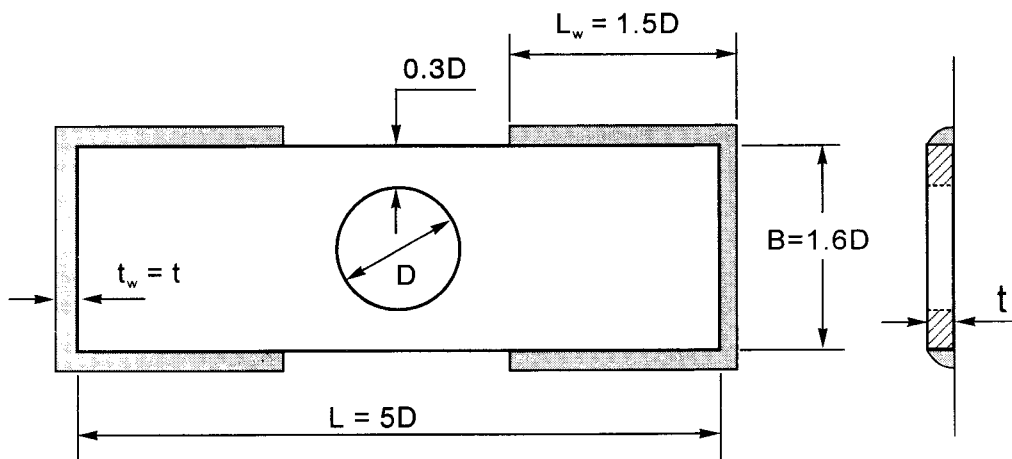


Figura 9. Detalles de las platinas perforadas de acero usadas como conectores en uniones verticales soldadas

Las platinas perforadas fueron sometidas a ensayos de corte directo para verificar su comportamiento y para calibrar las ecuaciones simples propuestas para el cálculo de la rigidez y resistencia de las mismas (Restrepo, Crisafulli y Park, 1996). Los resultados obtenidos en estos ensayos mostraron que la respuesta cíclica de la platina fue excelente, siendo capaces de resistir desplazamientos considerables sin degradación de rigidez o resistencia (ver Fig. 10).

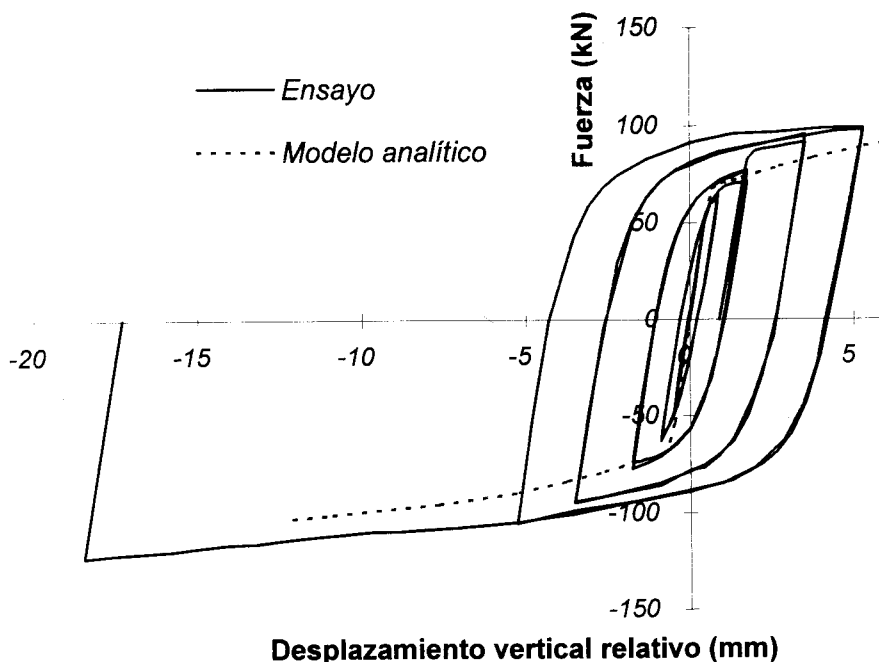


Figura 10. Respuesta histerética de las platinas perforadas de acero ensayadas a corte

La presencia del agujero en la zona central de la platina asegura que las deformaciones plásticas se concentren en esa zona. No se observó daño alguno en otras partes de la platina o en las soldaduras. Desde el punto de vista constructivo, las platinas perforadas son fáciles de fabricar y ventajosas desde el punto de vista económico. Por estas razones, la unión soldada propuesta representa una alternativa conveniente para la industria de la construcción prefabricada.

Para observar el comportamiento global de las conexiones soldadas se construyó un modelo en escala 1:2 formado por dos paneles prefabricados montados sobre una viga de fundación con una conexión discontinua similar a la representada en la Fig. 6. El modelo fue sometido a cargas laterales cíclicas usando el mismo pórtico de carga indicado en la Fig. 7. Los resultados experimentales confirmaron el buen comportamiento de las platinas perforadas de acero para proporcionar una conexión dúctil entre los paneles. Una descripción más detallada de este ensayo y del método de diseño propuesto para este tipo de uniones puede encontrarse en el reporte principal (Restrepo, Crisafulli y Park, 1996). Las platinas perforadas de acero usadas en construcciones con paneles prefabricados pueden representarse en el modelo estructural como conectores de corte (resortes) cuya rigidez y resistencia es conocida.

7 DISEÑO DE LA CONEXIÓN ENTRE LOSAS Y PANELES PREFABRICADOS

En los edificios tipo "tilt-up" es frecuente el uso de conexiones con anclajes superficiales (que resultan de los espesores reducidos de los distintos elementos prefabricados), como insertos metálicos o barras con gancho a 90° embebidas en el hormigón. Tal es el caso de las conexiones entre paneles y losas prefabricadas que haciendo uso de distintos detalles de refuerzo se diseñan para transferir las fuerzas inerciales inducidas en las losas a través de un mecanismo de fricción por corte. Un problema que debe considerarse en estas uniones es que durante un terremoto los paneles pueden ser desplazados en la dirección perpendicular a su plano induciendo en la conexión panel-losa momentos flectores. Estudios analíticos realizados como parte de este trabajo indicaron que los desplazamientos horizontales fuera del plano pueden llegar a valores de hasta el 1% de la altura del panel, lo que origina rotaciones importantes en la conexión. Estas rotaciones son suficientemente grandes como para producir la fluencia de las armaduras o conectores que atraviesan la unión panel-losa, por lo que se debe asegurar que dichos elementos pueden fluir sin desarrollar fallas de anclaje o

El estudio de las conexiones panel-losa comprendió tres etapas: revisión de la literatura, ensayo de barras con gancho a 90° y conectores sometidos a tracción y verificación experimental de distintos tipos de uniones usadas en la práctica.

7.1 Resistencia a tracción de conectores de acero

La revisión de la literatura indicó que se han realizado escasas investigaciones relacionadas con el comportamiento de anclajes de barras con gancho a 90° , a pesar de que son ampliamente usadas en construcciones con elementos prefabricados. La mayoría de las especificaciones de diseño se basan en investigaciones realizadas para evaluar los anclajes de barras en nudos viga-columna, donde la falla ocurre normalmente por agrietamiento y separación del hormigón en el nudo. Sin embargo las condiciones en barras con anclajes superficiales en paneles prefabricados son notablemente diferentes. En este caso, el mecanismo de resistencia está principalmente gobernado por trabazón mecánica entre la barra o conector y el hormigón, y la falla se produce por arrancamiento formando una superficie aproximadamente cónica en el hormigón.

Como parte de este programa de investigación se realizaron una serie de ensayos en los cuales diversos tipos de conectores fueron ensayados a tracción hasta alcanzar la falla. Las unidades de ensayo fueron diseñadas deliberadamente para que se produjera una falla por arrancamiento, con el objeto de evaluar el mecanismo de resistencia y calibrar las ecuaciones correspondientes. La Fig. 11 ilustra los tres tipos de conectores considerados en el programa experimental, mientras que la Fig. 12 muestra el típico cono de hormigón resultante de una falla por arrancamiento. Los ensayos demostraron que este tipo de falla ocurren en forma repentina, siguiendo un comportamiento netamente frágil. Una conclusión interesante fue que la presencia de barras transversales (ver Fig. 11), que usualmente se colocan para mejorar las condiciones de anclaje de barras con gancho a 90° , no producen un incremento de la resistencia a tracción y sólo mejoran ligeramente la ductilidad.

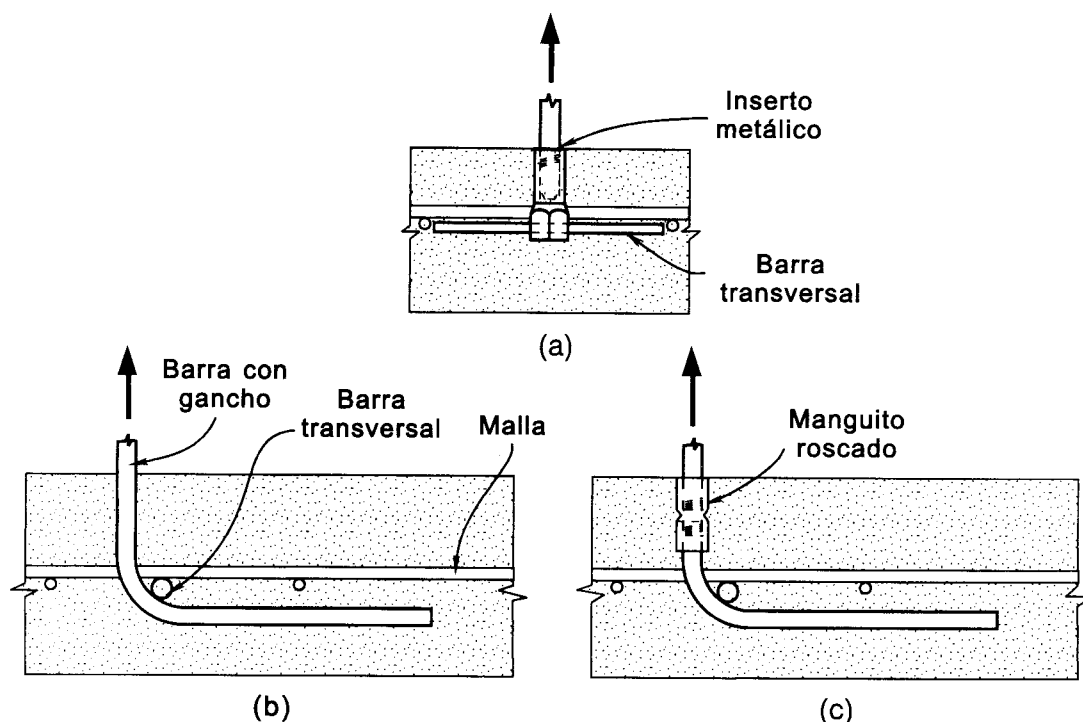


Figura 11. Conectores con anclajes superficiales ensayados en tracción

La norma neozelandesa NZS3101:1995, 1995, establecen que la longitud mínima embebida en el hormigón (medida entre la superficie del panel o losa y la finalización del gancho, no confundir con la longitud total de anclaje) debe ser mayor de 150 mm o 8 veces el diámetro de la barra. Los ensayos verificaron que este requerimiento es adecuado, e incluso podría reducirse, en el caso de anclajes aislados. Sin embargo cuando los probables conos de falla se superponen, el requerimiento de la norma es insuficiente a los efectos de asegurar la fluencia de la barra sin la ocurrencia de la falla de arrancamiento.

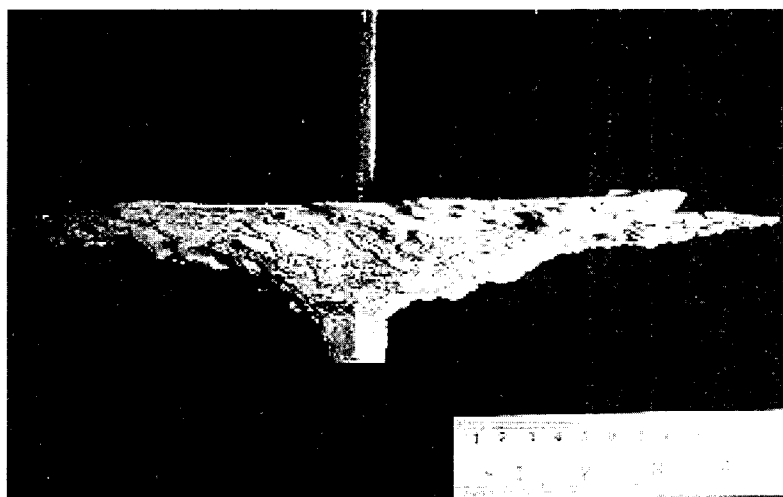


Figura 12. Falla típica de arrancamiento

Los resultados experimentales se emplearon para formular y calibrar una metodología de cálculo tanto para barras con gancho como para conectores o anclajes mecánicos, que tiene en cuenta el efecto de superposición de conos de fallas que puede producirse en uniones con dos o más elementos de anclaje. Dicho procedimiento, basado en el "Método ψ " desarrollado en Europa (Comité Euro-International du Béton, 1991), permite estimar la fuerza requerida para producir la falla por arrancamiento. Es importante considerar que una pequeña desviación de la longitud de anclaje especificada o condiciones de curado inadecuadas pueden llevar a una reducción de la resistencia al arrancamiento de las barra o conectores. Además, las barras pueden tener una tensión de fluencia mayor que la nominal o bien sobrellevar deformaciones en la región de endurecimiento. En base a los criterios básicos del diseño por capacidad, es conveniente considerar estos factores cuando se evalúa la resistencia de la conexión. Por ello, el uso de valores de resistencia promedio obtenidos de ensayos no representan una solución segura. Este problema es tenido en cuenta en el método de cálculo propuesto a través de un factor de reducción de resistencia que considera posibles variaciones de la resistencia del hormigón y del acero y tolerancias constructivas.

7.2 Ensayos de conexiones losa-panel

Se realizaron una serie de ensayos de laboratorio, en los cuales varias conexiones entre paneles prefabricados y losas fueron sometidas a estados de carga que simulaban las acciones inducidas por terremotos en construcciones tipo "tilt-up". La Fig. 13 muestra dos de las uniones ensayadas. La investigación se concentró en casos representativos de edificios industriales o comerciales donde las fuerzas sísmicas por unidad de longitud son normalmente más grandes que en construcciones de uso residencial.

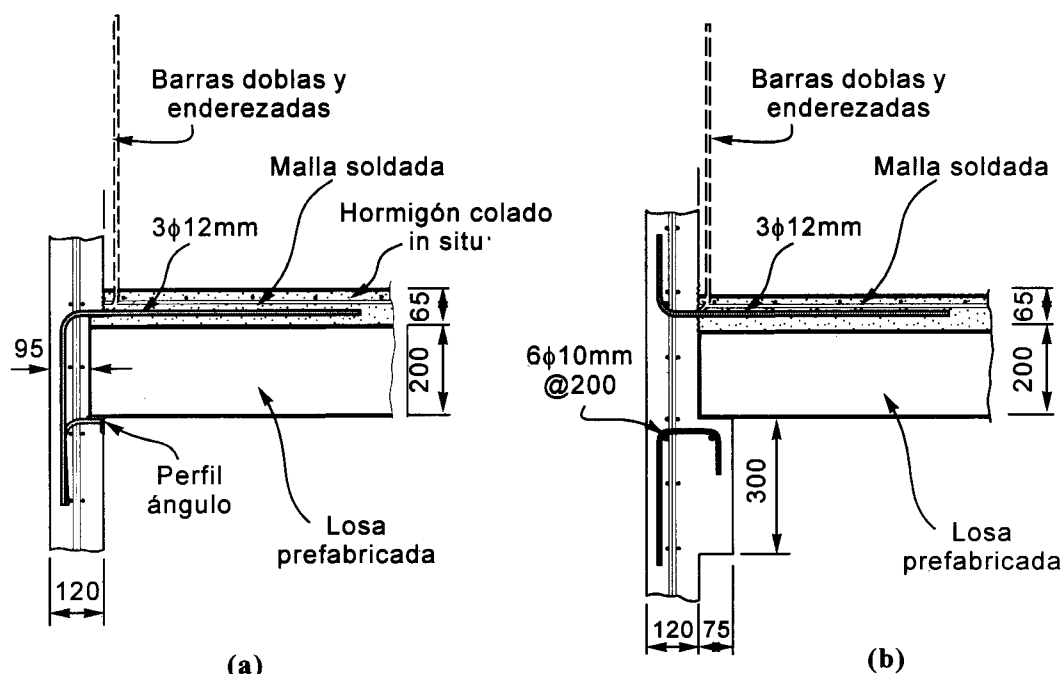


Figura 13. Detalles de dos uniones losa-panel ensayadas

Las conexiones entre el panel y la losa fueron sometidas en forma simultánea a una rotación (similar a la inducida por movimientos del panel fuera de su plano) y a fuerzas de corte en la dirección paralela al panel. Este estado de carga fue aplicado al modelo por medio de actuadores hidráulicos posicionados adecuadamente. La magnitud de las fuerzas de corte y de las rotaciones aplicadas en los ensayos se derivaron de análisis dinámicos en rango no-lineal que representaban un edificio típico adoptado como prototipo. Sobre la losa se colocaron lingotes de plomo para simular el 40% de la sobrecarga del edificio.

Algunas de las unidades ensayadas, como la representada en la Fig. 13(a), no cumplían con los requerimientos de la norma neozelandesa NZS1:1995, 1995, la cual establece que las losas prefabricadas deben tener un apoyo mínimo de 50 mm o $L/180$ (siendo L la longitud de la losa). Los ensayos indicaron que, a pesar del no cumplimiento de estos requerimientos, la respuesta de la conexión fue satisfactoria. Este hecho puede explicarse considerando que en construcciones "tilt-up" no se produce la separación de los puntos de apoyo extremos de las losas prefabricadas debido a deformaciones plásticas, como sí ocurre en las vigas de estructuras aporticadas de hormigón armado. Los ensayos también mostraron que las uniones con barras de refuerzo ancladas en el panel pueden fallar prematuramente si no se calculan para que las barras desarrollen su resistencia de fluencia. En caso de producirse una falla por arrancamiento, la losa se separa del panel y pierde su apoyo, lo cual obviamente conduce a la caída de la losa.

Los resultados experimentales confirmaron la validez del criterio de diseño propuesto en las secciones previas para evitar la ocurrencia de fallas frágiles en la conexión debidas a anclajes inadecuados.

8 EFECTO DEL DOBLADO Y ENDEREZAMIENTO DE BARRAS DE REFUERZO

Es una práctica común en las construcciones con elementos prefabricados usar como armadura de refuerzo en las conexiones barras ancladas en el hormigón. En muchas ocasiones, esas barras se doblan para facilitar el montaje de otros elementos y luego se vuelven a enderezar. Tal es el caso de la conexiones panel-losa ilustradas en la Fig. 13. Cuando las barras son dobladas se produce en la zona afectada un endurecimiento del acero por trabajo en frío, por lo que cuando las barras se enderezan se afecta la zona cercana al doblado inicial, dejando una doble torcedura. Por ello, esta práctica constructiva ha sido criticada (NZS 3109:1987, 1987), fundamentalmente debido a las incertidumbres resultantes de la escasa información experimental al

respecto. Erasmus, 1981, sugirió que una falla frágil podría producirse cuando las barras son dobladas y enderezadas en climas fríos.

Con el objetivo de investigar este problema, se realizaron una serie de ensayos de barras de refuerzo de 10 y 12 mm sometidas a tracción. Este programa experimental comprendió cuatro tipos de ensayos:

- Ensayo de tracción de acuerdo a norma.
- Ensayo de tracción con una velocidad de deformación de 2%/s y temperatura igual a 0° C.
- Ensayo de tracción de barras dobladas a 45° y enderezadas (velocidad de deformación de 2%/s y temperatura igual a 0° C).
- Ensayo de tracción de barras dobladas a 90° y enderezadas (velocidad de deformación de 2%/s y temperatura igual a 0° C).

Los resultados experimentales indicaron que la práctica del doblado de barras en obra puede ser tolerada, siempre y cuando se cumpla que las barras son dobladas y enderezadas sólo una vez y con ángulos no mayores de 90°. Además debe verificarse que, en la conexión en estudio, la fluencia de la barra de refuerzo puede ocurrir fuera de la zona que ha sido endurecida por el doblado y posterior enderezado.

Es importante destacar que las barras ensayadas, con resistencias de fluencia nominales de 300 y 420 MPa y deformaciones últimas mayores de 14%, fueron fabricadas de acuerdo a la norma NZS 3402:1989, 1989.

En otros casos las conclusiones mencionadas pueden no ser válidas, por lo que es necesario conducir ensayos con los aceros de uso local.

9 CONCLUSIONES

Este trabajo presenta un resumen de un programa de investigación analítico-experimental desarrollado en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, cuyo principal objetivo fue evaluar el comportamiento de edificios tipo "tilt-up" sometidos a acciones sísmicas. Dicho estudio comprendió el relevamiento y evaluación de los detalles de uniones usados en la práctica, ensayos de laboratorio de uniones típicas entre distintos elementos prefabricados y formulación de métodos simples y recomendaciones para diseño sismorresistente.

Los resultados experimentales indican que se puede obtener una respuesta razonablemente dúctil, a pesar de que uno o varios componentes de la estructura exhiban un comportamiento frágil. Para lograr este objetivo el diseñador debe seleccionar ciertas zonas o elementos donde se induce deliberadamente la concentración de deformaciones plásticas, evitando la ocurrencia de modos de falla indeseados. Un ejemplo claro de esta filosofía es la propuesta desarrollada para el diseño de uniones discontinuas panel-fundación y conexiones soldadas con platinas perforadas de acero.

Las normas de diseño sismorresistente no contemplan, en general, las particularidades de las construcciones con paneles prefabricados y en muchos casos consideran los mismos requerimientos que para estructuras de hormigón armado monolítico. Este criterio puede conducir a soluciones que son técnicamente inadecuadas o desventajosas desde el punto de vista económico debido a las características propias del sistema constructivo. Por estas razones es necesario continuar con la investigación analítica y experimental que permita el desarrollo y formulación de criterios de diseño y normas sismorresistentes adecuadas.

AGRADECIMIENTOS

Este programa de investigación se llevó a cabo gracias al apoyo de Foundation for Research, Science and Technology, Nueva Zelanda. También se agradece el soporte económico brindado al primer autor por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo.

REFERENCIAS

- Código de Construcciones Sismorresistentes de Mendoza* (1987), Gobierno de Mendoza, Argentina.
- Comité Euro-International du Béton (1991), *Fastenings to Reinforced Concrete and Masonry Structures*, State of the Art Report, Part 1, Bulletin D'Information No. 206, Part 2, Bulletin D'Information No. 207, Suiza.
- Erasmus, L.A. (1981), "Cold Straightening of Partially Embedded Reinforcing Bars - A Different View", *Concrete International*, Vol. 3, No. 6, pp. 47-52.
- Guidelines for the Use of Precast Concrete in Buildings* (1991), Report of a Study Group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, The Printery, University of Canterbury, Christchurch, 174 pp.
- NZS 3101:1995, *Concrete Structures Standard* (1995), Parts 1-2, Standards New Zealand, Wellington.
- NZS 3109:1987, *Specifications for Concrete Construction* (1987), Standards Association of New Zealand, Wellington.
- NZS 3402:1989, *Steel Bars for the Reinforcement of Concrete* (1989), Standards Association of New Zealand, Wellington.
- Park, R. y Paulay, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons Inc., New York, 768 p.
- Paulay, T. y Priestley, M. J. N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., 744 p.
- Restrepo, J. I., Crisafulli, F. J. y Park, R. (1996), *Earthquake Resistance of Structures: The Design and Construction of Tilt-up Reinforced Concrete Buildings*, Research Report 96-11, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch. 138 pag. y anexos.
- Wood, B. J. (1988), "A Review of New Zealand Reinforced Concrete Building Structures", *Proceedings of the Pacific Concrete Conference*, Auckland, Vol. 3, pp. 815-831.

respecto. Erasmus, 1981, sugirió que una falla frágil podría producirse cuando las barras son dobladas y enderezadas en climas fríos.

Con el objetivo de investigar este problema, se realizaron una serie de ensayos de barras de refuerzo de 10 y 12 mm sometidas a tracción. Este programa experimental comprendió cuatro tipos de ensayos:

- Ensayo de tracción de acuerdo a norma.
- Ensayo de tracción con una velocidad de deformación de 2%/s y temperatura igual a 0° C.
- Ensayo de tracción de barras dobladas a 45° y enderezadas (velocidad de deformación de 2%/s y temperatura igual a 0° C).
- Ensayo de tracción de barras dobladas a 90° y enderezadas (velocidad de deformación de 2%/s y temperatura igual a 0° C).

Los resultados experimentales indicaron que la práctica del doblado de barras en obra puede ser tolerada, siempre y cuando se cumpla que las barras son dobladas y enderezadas sólo una vez y con ángulos no mayores de 90°. Además debe verificarse que, en la conexión en estudio, la fluencia de la barra de refuerzo puede ocurrir fuera de la zona que ha sido endurecida por el doblado y posterior enderezado.

Es importante destacar que las barras ensayadas, con resistencias de fluencia nominales de 300 y 420 MPa y deformaciones últimas mayores de 14%, fueron fabricadas de acuerdo a la norma NZS 3402:1989, 1989. En otros casos las conclusiones mencionadas pueden no ser válidas, por lo que es necesario conducir ensayos con los aceros de uso local.

9 CONCLUSIONES

Este trabajo presenta un resumen de un programa de investigación analítico-experimental desarrollado en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, cuyo principal objetivo fue evaluar el comportamiento de edificios tipo "tilt-up" sometidos a acciones sísmicas. Dicho estudio comprendió el relevamiento y evaluación de los detalles de uniones usados en la práctica, ensayos de laboratorio de uniones típicas entre distintos elementos prefabricados y formulación de métodos simples y recomendaciones para diseño sismorresistente.

Los resultados experimentales indican que se puede obtener una respuesta razonablemente dúctil, a pesar de que uno o varios componentes de la estructura exhiban un comportamiento frágil. Para lograr este objetivo el diseñador debe seleccionar ciertas zonas o elementos donde se induce deliberadamente la concentración de deformaciones plásticas, evitando la ocurrencia de modos de falla indeseados. Un ejemplo claro de esta filosofía es la propuesta desarrollada para el diseño de uniones discontinuas panel-fundación y conexiones soldadas con platinas perforadas de acero.

Las normas de diseño sismorresistente no contemplan, en general, las particularidades de las construcciones con paneles prefabricados y en muchos casos consideran los mismos requerimientos que para estructuras de hormigón armado monolítico. Este criterio puede conducir a soluciones que son técnicamente inadecuadas o desventajosas desde el punto de vista económico debido a las características propias del sistema constructivo. Por estas razones es necesario continuar con la investigación analítica y experimental que permita el desarrollo y formulación de criterios de diseño y normas sismorresistentes adecuadas.

AGRADECIMIENTOS

Este programa de investigación se llevó a cabo gracias al apoyo de Foundation for Research, Science and Technology, Nueva Zelanda. También se agradece el soporte económico brindado al primer autor por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo.

OBJETIVOS DE LA REVISTA

Es deseo de los editores publicar en esta revista trabajos destacados en el campo de la ingeniería de estructuras desarrollados en el ámbito hispanoamericano. En particular se pretende estimular la publicación de artículos sobre la aplicación de técnicas avanzadas en este campo, como, por ejemplo, el diseño sísmico mediante sistemas de aislamiento de base, disipadores o sistemas de control activo, la modelación de las acciones excepcionales, la evaluación de la seguridad de las estructuras sometidas a tales acciones, identificación de sistemas, etc. Otros temas a los que los editores darán prioridad son la consideración de incertidumbres en los modelos estructurales, problemas de interacción suelo-estructura, resultados de investigaciones experimentales, estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, etc. Sin embargo, los autores pueden sentirse libres para enviar cualquier trabajo de investigación que consideren como un aporte de interés en el campo.

NORMAS PARA LOS AUTORES

1. El manuscrito de los artículos debe estar escrito en español y enviarse a uno de los editores.
2. Se proporcionarán a los autores quince copias de cada artículo sin ningún sobrecargo.
3. Los manuscritos deberán enviarse por triplicado, juntamente con los originales de gráficas y fotografías.
4. El título debe ser seguido por el nombre del (de los) autor(es), lugar de trabajo y dirección. Toda la correspondencia se remitirá al primer autor a menos que se indique lo contrario.
5. El artículo deberá ir precedido por un Sumario, con una extensión máxima de 150 palabras y por una versión en inglés del mismo (Abstract).
6. Todas las gráficas y/o fotografías deben ser de buena calidad y deberán identificarse claramente, escribiendo a lápiz por detrás el nombre del autor y el número de orden dentro del artículo. Deben enviarse originales (no fotocopias) de las figuras, los cuales tendrán aproximadamente dos veces el tamaño definitivo. El texto de las figuras debe ser suficientemente claro, de forma que permita ser reducido en la misma proporción.
7. Es responsabilidad del autor el obtener permiso para utilizar material que haya aparecido en otra publicación.
8. Las tablas deberán numerarse consecutivamente y tendrán la correspondiente cabecera.
9. Las referencias deben incluirse en el texto por nombre de los autores y año de aparición. Se agruparán todas al final del artículo según el orden alfabético de los autores, en la siguiente forma:

Bozzo, L. M. y Mahin, S. (1990). "Design of Frictional Base Isolation Systems", *4th US National Conference on Earthquake Engineering*, Palm Springs, California, 549-557.

Kelly, J. M. (1993). *Earthquake-resistant design with rubber*, Springer-Verlag, London.

Mokha, A. S., Constantinou, M. C. y Reinhorn, A. M. (1988). *Teflon Bearings in Aseismic Base Isolation: Experimental Studies and Mathematical Modeling*, Report NCEER-88-0038, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo.

Wen, Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, **102**, 249-263.
10. Se recomienda definir los símbolos a medida que aparezcan en el texto, aunque puede incluirse una lista de símbolos en un Apéndice.
11. No se devolverán los manuscritos o figuras a los autores, a menos que se solicite dicha devolución cuando se remita el manuscrito por primera vez.
12. Los comentarios sobre artículos publicados pueden enviarse a la sección de "Cartas al Editor" (máximo 500 palabras por artículo). Se recibirán, asimismo, con agrado, comentarios relativos a publicaciones recientes e información sobre cursos y congresos.
13. Los artículos de menos de seis páginas se clasificarán como "Comunicaciones breves". Estos artículos seguirán el proceso de revisión normal, pero tendrán prioridad para ser publicados.
14. Si los autores desean enviar los artículos en T_EX, preparados para su publicación directa (camera-ready), deberán solicitar los macros correspondientes a los editores. En este caso será posible acelerar su publicación. En caso contrario, se aconseja enviar el artículo escrito mediante editores de texto tales como Word o WordPerfect e igualmente enviar un diskette con el texto del artículo en formato ASCII.

Ingeniería de estructuras

Sumario

**Volumen 4, número 2, 1999 y
Volumen 5, número 1, 2000**

- Análisis y evaluación de las cargas vivas
vehiculares en México y sus efectos en puentes 1
L. E. Fernández y A. Gustavo Ayala
- El terremoto de Kocaeli, Turquía,
de 17 de agosto de 1999 23
O. D. Cardona y A. H. Barbat
- Modelación de la atenuación espacial de la
energía sísmica por medio de redes neuronales 49
J. E. Hurtado y M. Builes
- Zonificación y espectros elásticos para diseño sísmico
en países bolivarianos 61
R. Aguiar Falconí
- Diseño sismorresistentes de edificios 87
con paneles prefabricados de hormigón armado
F. J. Crisafulli, J. I. Restrepo y R. Park